



M 2016

REFORÇO DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS COM GEOSSINTÉTICOS: REQUISITOS GEOTÉCNICOS E MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

LILIANA ANDREIA CORREIA DO MONTE

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ENGENHARIA CIVIL - ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

REFORÇO DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS COM GEOSSINTÉTICOS: REQUISITOS GEOTÉCNICOS E MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

LILIANA ANDREIA CORREIA DO MONTE

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientadora: Professora Doutora Castorina Fernanda Silva Vieira

JUNHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais

Só se conhece o que se pratica
Baron de Montesquieu

AGRADECIMENTOS

À Professora Castorina, pela disponibilidade, competência, orientação e pela cedência de material de estudo.

Aos meus amigos, pelo apoio e motivação ao longo destes 5 anos.

À minha família, em especial ao meu pai por sempre acreditar em mim e me apoiar em todas as etapas da minha vida.

Ao Gil, por todas as palavras de incentivo e ânimo e principalmente pela paciência e carinho sempre demonstrados.

RESUMO

As estradas não pavimentadas, embora sujeitas a tráfego pouco intenso, exigem operações frequentes de manutenção. A aplicação de geossintéticos como técnica de reforço permite otimizar os custos de manutenção, aumentar o período de vida útil do pavimento e reduzir a altura de aterro. Esta técnica de reforço consiste na aplicação de um geossintético, normalmente um geotêxtil ou uma geogrelha, na interface entre diferentes camadas do pavimento, proporcionando uma distribuição mais equilibrada da carga ao longo da estrutura.

O presente trabalho consiste na revisão dos requisitos geotécnicos exigidos aos potenciais materiais de aterro em estradas não pavimentadas e na compilação de diferentes métodos de dimensionamento de estradas não pavimentadas reforçadas com geossintéticos disponíveis na literatura, desde métodos mais simples que recorrem ao uso de ábacos de dimensionamento a métodos mais complexos. É ainda realizado um estudo paramétrico envolvendo os diferentes métodos de dimensionamento de forma a analisar a influência de determinados parâmetros nos resultados obtidos pelos métodos.

PALAVRAS-CHAVE: estradas não pavimentadas, geossintéticos, dimensionamento, reforço, aterro, fundação.

ABSTRACT

The unpaved roads, even when subjected to low traffic, demand frequent maintenance operations. The enforcement of geosynthetic materials as a strengthening technique allows the optimization of maintenance costs, raises the paving life time and reduces the height of the fill. This strengthening technique consists of applying geosynthetic material, generally a geotextile fabric or a geogrid, between two different paving layers, providing a more balanced distribution of the weight along the structure.

The main goal of this document is the introduction of the geotechnical requisites demanded by the potential fill materials on unpaved roads and the gathering of different methods of measurement of geosynthetic reinforced unpaved roads, from the most simple which uses abacuses to the most complex. There's still a parametric study with the different methods of measurement with the intent to analyze the influence, on the results, of some parameters.

KEYWORDS: unpaved roads, geosynthetics, road design, reinforcement, fill, subgrade.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO.....	iii
ABSTRACT.....	v

1. INTRODUÇÃO

1

1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA	1
----------------------------------	---

1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO.....	1
---------------------------------	---

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	1
------------------------------------	---

2. ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

3

2.1. ASPETOS GERAIS	3
---------------------------	---

2.2. CARACTERÍSTICAS DO PAVIMENTO RODOVIÁRIO	3
--	---

2.3. REQUISITOS GEOTÉCNICOS DO PAVIMENTO RODOVIÁRIO	5
---	---

2.3.1. SOLOS	5
--------------------	---

2.3.2. AGREGADOS	6
------------------------	---

2.4. TRÁFEGO.....	15
-------------------	----

2.5. ASPECTOS GEOMÉTRICOS.....	16
--------------------------------	----

2.5.1. PERFIL LONGITUDINAL.....	16
---------------------------------	----

2.5.2. PERFIL TRANSVERSAL	17
---------------------------------	----

2.6. DEGRADAÇÕES DO PAVIMENTO	18
-------------------------------------	----

2.6.1. SECÇÃO TRANSVERSAL INADEQUADA	19
--	----

2.6.2. DRENAGEM INADEQUADA	19
----------------------------------	----

2.6.3. ONDULAÇÕES	19
-------------------------	----

2.6.4. EXCESSO DE POEIRA	20
--------------------------------	----

2.6.5. BURACOS.....	21
---------------------	----

2.6.6. SULCOS	22
---------------------	----

2.6.7. PERDA DE AGREGADOS.....	23
--------------------------------	----

3. APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS.....

25

3.1. INTRODUÇÃO	25
-----------------------	----

3.2. CLASSIFICAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS	26
3.3. PRINCIPAIS TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS	29
3.3.1. GEOTÊXTEIS	29
3.3.2. GEOGRELHAS	31
3.4. FUNÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS	32
3.4.1. SEPARAÇÃO	33
3.4.2. FILTRAGEM.....	33
3.4.3. REFORÇO	33
3.5. MECANISMOS DE REFORÇO DE GEOSSINTÉTICOS	34
3.5.1. CONCEITO DE SOLO REFORÇADO.....	34
3.5.2. RESTRIÇÃO LATERAL	36
3.5.3. AUMENTO DA CAPACIDADE DE CARGA.....	36
3.5.4. EFEITO DE MEMBRANA TRACIONADA	36
3.6. VANTAGENS NA UTILIZAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS	37

4. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS 39

4.1. INTRODUÇÃO	39
4.2. MÉTODO DE GIROUD E NOIRAY (1981)	40
4.2.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO	40
4.2.2. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE CÁLCULO	41
4.3. MÉTODO DE GIROUD ET AL. (1985)	51
4.3.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO	51
4.3.2. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE CÁLCULO	51
4.4. MÉTODO DE MILLIGAN ET AL. (1989A)	56
4.4.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO	56
4.4.2. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE CÁLCULO	57
4.5. MÉTODO DE HOULSBY E JEWELL (1990)	63
4.5.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO	63
4.5.2. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE CÁLCULO.....	63
4.6. MÉTODO DE U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (2003)	67
4.6.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO	67
4.6.2. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE CÁLCULO.....	68

4.7. MÉTODO DE GIROUD E HAN (2004)	72
4.7.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO	72
4.7.2. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE CÁLCULO	73

5. ESTUDO PARAMÉTRICO ENVOLVENDO OS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

81

5.1. INTRODUÇÃO	81
5.2. CALIBRAÇÃO DOS MÉTODOS	81
5.2.1. MÉTODO DE GIROUD E NOIRAY (1981)	81
5.2.2. MÉTODO DE MILLIGAN ET AL. (1989A)	83
5.2.3. MÉTODO DE HOULSBY E JEWELL (1990)	85
5.2.4. MÉTODO DE GIROUD E HAN (2004)	87
5.3. ESTUDO PARAMÉTRICO	88
5.3.1. MÉTODO de GIROUD e NOIRAY (1981)	88
5.3.2. MÉTODO DE MILLIGAN ET AL. (1989A)	93
5.3.3. MÉTODO DE HOULSBY E JEWELL (1990)	97
5.3.4. MÉTODO DE GIROUD E HAN (2004)	98
5.4. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO	101

6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

105

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	105
6.2. TRABALHOS FUTUROS	106

ANEXOS	107
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. - Transferência de carga de uma roda através do pavimento (adaptado de JORGE, 2014).	4
Figura 2.2. - Esquema do perfil transversal tipo (SANTOS, 2013).	17
Figura 2.3. - Perfil transversal da estrada: a) Perfil inclinado para o exterior; b) Perfil inclinado para o interior; c) Perfil em “V” invertido (SANTOS, 2013).	18
Figura 2.4. - Exemplo típico de ondulações (SANTOS, 2013).	20
Figura 2.5. - Exemplo de formação de poeira (SANTOS, 2013).	21
Figura 2.6. - Exemplo típico de buracos (http://www.doityourself.com/stry/fixpotholes).	21
Figura 2.7. - Agregados soltos na superfície de desgaste (SANTOS, 2013).	23
Figura 3.1. - Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura (LOPES e LOPES, 2010).	27
Figura 3.2. - Classificação dos geossintéticos: a) Geotêxtil; b) Geogrelha; c) Georrede; d) Geomembrana; e) Geocompósito; f) Geotubo; g) Geocélula; e h) Geoespuma (IGS-PORTUGAL, 2016).	28
Figura 3.3. - Estrutura típica dos geotêxteis tecidos (CARNEIRO, 2009).	29
Figura 3.4. - Exemplo de geotêxteis não tecidos: a) geotêxtil não tecido termossoldado; b) geotêxtil não tecido agulhado (PAULA, 2012).	30
Figura 3.5. - Estruturas típicas de geotêxteis tricotados (CARNEIRO, 2009).	31
Figura 3.6. - Geogrelha extrudidas: a) folga plástica perfurada, b) geogrelha uniaxial e c) geogrelha biaxial (LOPES e LOPES, 2010).	32
Figura 3.7. - Representação do efeito de imbricamento entre a geogrelha e o agregado (CORPORATION, 2008).	32
Figura 3.8. - Funções desempenhadas pelos principais tipos de geossintéticos utilizados no reforço de estradas não pavimentadas: a) Separação, b) Filtragem c) Reforço (IGS-PORTUGAL, 2016).	34
Figura 3.9. - Influência da presença de reforço: (a) elemento de solo sem reforço; (b) elemento de solo com reforço (SIEIRA, 2003).	34
Figura 3.10. - Resultados dos ensaios triaxiais reforçados realizados por BROMS (1977) numa areia uniforme com tensão de confinamento de 21kPa (SIEIRA, 2003).	35
Figura 3.11. - Mecanismos provocados pelo geossintético de reforço: a) Resistência lateral; b) Aumento da capacidade de suporte; e c) Efeito de membrana tracionada (adaptado de ZORNBERG, 2013).	37
Figura 3.12. - Distribuição de tensões na camada de leito do pavimento para um pavimento flexível: a) sem geossintético de reforço; e b) com geossintético de reforço (adaptado de ZORNBERG, 2013).	38
Figura 4.1. - Redução da espessura de agregado resultante da colocação de geossintético de reforço (adaptado de CORPORATION, 2008).	39
Figura 4.2. - Geometria da estrada não pavimentada com e sem geotêxtil (adaptado de GIROUD e NOIRAY, 1981).	41

Figura 4.3. - Geometria do eixo padrão e definição da área de contacto: a) geometria do eixo padrão; b) área de contacto entre os pneus e o agregado; e c) área de contacto equivalente adoptada (adaptado de GIROUD e NOIRAY, 1981).	42
Figura 4.4. - Representação do mecanismo de distribuição de carga (adaptado de GIROUD e NOIRAY, 1981).	44
Figura 4.5. - Representação da deformada do geotêxtil (adaptado de GIROUD e NOIRAY, 1981). ...	46
Figura 4.6. - Espessura do agregado (h) <i>versus</i> resistência não-drenada da fundação – análise estática para o reforço com geotêxtil (adaptado de GIROUD e NOIRAY, 1981).	49
Figura 4.7. - Coeficiente de fadiga da fundação <i>versus</i> número de passagens de eixo (GIROUD et al., 1985).	52
Figura 4.8. - Ângulo de distribuição de carga <i>versus</i> número de passagens do eixo padrão (GIROUD et al., 1985).	53
Figura 4.9. - Evolução da razão da distribuição de carga em função da espessura de agregado não reforçado (h_0) (GIROUD et al., 1985).	54
Figura 4.10. - Ábaco de dimensionamento para estradas não pavimentadas reforçadas com geogrelha (adaptado de GIROUD et al, 1985).	56
Figura 4.11. - Representação do diagrama de interação das tensões normais e de corte para a rotura de um carregamento em faixa (adaptado de MILLIGAN et al., 1989a).	57
Figura 4.12. - Representação do ângulo de distribuição de carga sob um carregamento em faixa (adaptado de MILLIGAN et al., 1989a).	58
Figura 4.13. - Representação das forças atuantes no bloco do solo (MILLIGAN et al., 1989a).	59
Figura 4.14. - Representação das forças atuantes no bloco reforçado (MILLIGAN et al., 1989a).	61
Figura 4.15. - Combinação entre as tensões de corte e as tensões normais requeridas e disponíveis na interface agregado/fundação (HOULSBY e JEWELL, 1990).	65
Figura 4.16. - Ábacos de dimensionamento para $c_u/\gamma R=10$ (HOULSBY e JEWELL, 1990).	66
Figura 4.17. - Relação entre o índice de CBR, resistência não drenada e o índice de penetração (adaptado de U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2003).	70
Figura 4.18. - Ábaco de dimensionamento para eixos simples de rodas simples (adaptado de U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2003).	70
Figura 4.19. - Ábaco de dimensionamento para eixos simples de rodas duplas (adaptado de U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2003).	71
Figura 4.20. - Ábaco de dimensionamento para eixos tandem (adaptado de U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2003).	71
Figura 4.21. - Representação da geometria e da área de contacto: a) geometria do eixo do veículo b) área de contacto do pneu c) área de contacto equivalente usada na análise (adaptado de GIROUD e HAN, 2004).	74
Figura 5.1. - Exemplo de calibração do método de GIROUD e NOIRAY (1981) considerando a não colocação de geotêxtil.	82

Figura 5.2. - Exemplo de calibração do método de GIROUD e NOIRAY (1981) utilizando o geotêxtil U44/C38.....	83
Figura 5.3. - Exemplo de calibração do método para uma espessura de agregado de 0,30 m.....	84
Figura 5.4. - Exemplo de calibração do método para uma espessura de agregado de 0,40 m.....	84
Figura 5.5. - Exemplo de calibração do método para uma espessura de agregado de 0,50 m.....	85
Figura 5.6. - Ábaco de dimensionamento para $c_u/\gamma R = 5$ e $\beta = 35^\circ$ (HOULSBY e JEWELL, 1990).....	86
Figura 5.7. - Exemplo de calibração do método de HOULSBY e JEWELL (1990).....	86
Figura 5.8. - Exemplo de calibração do método.....	88
Figura 5.9. - Espessura de agregado para o caso dinâmico reforçado para índice de CBR da fundação de 0,5 e para $K=100$ kN/m.....	90
Figura 5.10. - Espessura de agregado para o caso dinâmico reforçado para índice de CBR da fundação de 0,5 e para $K=400$ kN/m.....	90
Figura 5.11. - Espessura de agregado para o caso dinâmico com reforço para $N = 50$, para $K = 100$ kN/m.....	91
Figura 5.12. - Espessura de agregado para o caso dinâmico reforçado para $N=100$, para $K=100$ kN/m.....	92
Figura 5.13. - Espessura de agregado <i>versus</i> esforço no geossintético para o caso dinâmico para $N=10000$ e $K=100$ kN/m.....	93
Figura 5.14. - Espessura de agregado <i>versus</i> esforço no geossintético para o caso dinâmico para $N = 10000$ e $K=400$ kN/m.....	93
Figura 5.15. - Espessura de agregado <i>versus</i> pressão admissível aplicada no agregado para $c_u=15$ kPa e para $\phi = 30^\circ$	95
Figura 5.16. - Variação da razão p_r/p_u com a espessura de agregado para $c_u= 15$ kPa.....	96
Figura 5.17. - Variação da razão p_r/p_u com a espessura de agregado para $c_u= 30$ kPa.....	96
Figura 5.18. - Variação da razão p_r/p_u com a espessura de agregado para $c_u= 80$ kPa.....	96
Figura 5.19. - Esforço de tração requerido no reforço <i>versus</i> espessura de agregado para $c_u=60$ kPa e 80 kPa e para $\phi = 45^\circ$	97
Figura 5.20. - Espessura de agregado <i>versus</i> número de passagens de eixo padrão para $r=0,05$ m, índice de CBR da fundação de 0,5 e $J=0,32$ mN/°.....	99
Figura 5.21. - Espessura de agregado <i>versus</i> número de passagens de eixo padrão para $r=0,075$ m, índice de CBR da fundação de 0,5 e $J=0,32$ mN/°.....	99
Figura 5.22. - Espessura de agregado <i>versus</i> número de passagens de eixo padrão para $r=0,1$ m, índice de CBR da fundação de 0,5 e $J=0,32$ mN/°.....	99
Figura 5.23. - Espessura de agregado <i>versus</i> número de passagens de eixo padrão para $r=0,05$ m, índice de CBR da fundação de 0,5 e $J=0,65$ mN/°.....	100
Figura 5.24. - Espessura de agregado <i>versus</i> número de passagens de eixo padrão para $r=0,075$ m, índice de CBR da fundação de 0,5 e $J=0,65$ mN/°.....	100

Figura 5.25. - Espessura de agregado *versus* número de passagens de eixo padrão para $r=0,1$ m, índice de CBR da fundação de 0,5 e $J=0,65$ mN/° 101

Figura 5.26. - Espessura de agregado *versus* índice de CBR da fundação para $r=0,075$ m, 1000 passagens de eixo e J de 0,32 e 0,65 mN/° 101

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1. - Razão da carga de rotura da estrada reforçada e da carga de rotura da estrada sem reforço para diversos valores de c_u e D (adaptado de MILLIGAN et al., 1989a).	62
Quadro 4.2. - Variação do fator de capacidade de carga com as tensões de corte atuante na fundação (HOULSBY e JEWELL, 1990).	64
Quadro 4.3. - Valores de fator de capacidade de carga adotados por STEWART et al. (1977).	67
Quadro 4.4. - Requisitos mínimos exigidos aos geotêxteis (adaptado de U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2003).	67
Quadro 4.5. - Requisitos mínimos exigidos às geogrelhas (adaptado de U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2003).	68
Quadro 4.6. - Valores dos factores de capacidade de carga a adoptar (adaptado de U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2003).	69
Quadro 4.7. - Valores de fator de capacidade de carga e de módulos de abertura a adoptar no presente método.	80
Quadro 5.1. - Resultados dos ensaios realizados pelo <i>U.S. Army Corps of Engineers</i> versus espessura de agregado estimada pelo método de dimensionamento (adaptado de GIROUD e NOIRAY, 1981).	82
Quadro 5.2. - Variação da carga admissível com a espessura de agregado (adaptado de MILLIGAN et al., 1989b).	83
Quadro 5.3. - Comparação dos valores obtidos por TINGLE e WEBSTER (2003) com os valores obtidos por GIROUD e HAN (2004).	87
Quadro 5.4. - Espessuras de agregado obtidas, considerando o efeito de tráfego, para $K=100$ kN/m, $N=50$ e profundidade de sulco admissível de 0,075 m.	89
Quadro 5.5. - Resultados obtidos para $c_u=30$ kPa e $\phi=40^\circ$	94
Quadro 5.6. - Resultados obtidos para valores de $c_u=15$ kPa, $c_u=45$ kPa e $\phi=30^\circ$	98
Quadro 5.7. - Valores dos parâmetros de projeto a utilizar no dimensionamento.	102

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A	- área de contacto entre o agregado e os pneus
AASHTO	- American Association of State Highway and Transportation Officials
ABGE	- Agregado Britado de Granulometria Extensa
A_c	- área de contacto de um pneu
AFNOR	- Association Française de Normalisation
AGER	- Agregado Reciclado
ASTM	- American Society for Testing Materials
a	- metade da largura da corda da parábola situada sob as rodas
a'	- metade da largura da corda da parábola entre as rodas
B	- largura da área de contacto equivalente entre o pneu e o agregado
B'	- metade da largura da área carregada na superfície da fundação
b'	- metade do comprimento do arco da parábola situada entre as rodas
b	- metade do comprimento do arco da parábola situada sob as rodas
CBR	- California Bearing Ratio
CBR_{bc}	- índice CBR do agregado
CBR_{sg}	- índice CBR da fundação
CEN	- Comité Europeu de Normalização
CETO	- Caderno de Encargos Tipo Obra
c_u	- resistência não drenada da fundação
D	- espessura da camada de agregado
E_{bc}	- módulo de resiliência do agregado
E_{sg}	- Módulo de resiliência da fundação
EP	- Estradas de Portugal
ERDC	- U.S. Army Engineer Research and Development Center
E_{sg}	- módulo de resiliência da fundação
e	- distância entre os pontos intermédios de cada extremidade do eixo
FEUP	- Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
f_c	- fator igual a 30 kPa
f_E	- fator de relação dos módulos
f_{EBC}	- fator igual a 36 MPa
f_s	- fator igual a 0,075 m

h	- espessura de agregado
h	- espessura de agregado necessária com utilização de reforço
h'	- espessura de agregado com inclusão de reforço considerando o efeito do tráfego
h_0	- espessura do agregado sem reforço
h'_0	- espessura da camada de agregado sem a inclusão de reforço considerando o efeito do tráfego
H_{min}	- espessura mínima suficiente para o desenvolvimento de uma zona plástica de rotura
h_{os}	- espessura de agregado correspondente ao caso não reforçado e tendo em conta o eixo padrão
IGS	- Sociedade Internacional de Geossintéticos
INIR	- Instituto Nacional de Infra-Estruturas Rodoviárias
ISO	- International Organization for Standardization
J	- módulo de estabilidade de aberturas da geogrelha
JAE	- Junta Autónoma de Estradas
K	- módulo de rigidez secante do geotêxtil
K_a	- coeficiente de impulso ativo
K_p	- coeficiente de impulso passivo
k	- constante dependente da espessura de agregado e do reforço
L	- comprimento da área de contacto equivalente entre o pneu e a camada de agregado
LNEC	- Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MACOPAV	- Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional
m	- coeficiente de mobilização da capacidade de carga
N_v	- coeficiente adimensional da capacidade de carga
N_c	- fator de capacidade de carga.
N_{ca}	- fator de capacidade de carga admissível da fundação
N_i	- número de passagens do eixo P_i
NP	- Norma Portuguesa
NR	- Não Recomendado
N_s	- número de passagens do eixo padrão
P	- carga do eixo
P	- carga axial transmitida por rodado
PET	- Poliéster

PP	- Polipropileno
$P_{h=0}$	- a capacidade de carga da fundação quando a espessura de agregado é zero
P_s	- carga do eixo padrão ($P_s = 80 \text{ kN}$)
p	- pressão de enchimento dos pneus
p	- pressão na base do agregado quando é utilizado geotêxtil
p	- pressão atuante na superfície do agregado
p	- pressão vertical admissível
p^*	- pressão aplicada na fundação pelo geotêxtil sob as rodas
p_r	- carga de rotura da estrada reforçada
p_u	- carga de rotura da estrada sem reforço
p_0	- pressão na base do agregado quando não é utilizado geotêxtil
p_c	- pressão de enchimento dos pneus
p_{ec}	- pressão de contacto equivalente
p_f	capacidade de carga do agregado
p_g	- redução das pressões conseguida pela colocação do geotêxtil
p_m	- redução de pressão resultante da colocação de geossintético
p_n	- carga dinâmica
p_s	- carga estática
q_c	- resistência do cone
q_e	- capacidade de carga em regime elástico da fundação
q_{lat}	- carregamento lateral resultante do peso do agregado
q_{ult}	- capacidade de carga última da fundação
R'	- raio da área carregada na base do agregado
R	- razão entre a espessura de agregado reforçado e a espessura de agregado sem reforço
R	- raio da área carregada na superfície do agregado
R_E	- o limite da razão entre os módulos de resiliência do agregado e da fundação
r	- profundidade do sulco
r	- raio da área de contacto equivalente
SATCC	- Southern Africa Transport and Communications Commission
s	- flecha máxima da parábola situada sob as rodas
s	- aprofundidade de sulco admissível
T	- esforço de tração no reforço

t	- força de tração no geotêxtil
VPD	- Veículos por Dia
W_{nat}	- teor de água no estado natural
W_{opm}	- teor em água ótimo referido ao ensaio de Proctor Modificado
W_{opn}	- teor em água ótimo referido ao ensaio de Proctor Normal
α	- ângulo de distribuição de carga
α	- ângulo de distribuição de carga quando é utilizado geotêxtil
β	- ângulo de inclinação da força de tração com a direção vertical
γ	- peso volúmico do agregado
Δh	- redução da espessura de agregado resultante da utilização de geotêxtil
δ	- ângulo de interface agregado/pneu
ε	- extensão do geotêxtil
ξ, ω e n	- constantes cujos valores foram obtidos pela calibração de ensaios de carga em placa
λ	- coeficiente que representa a progressiva deterioração da fundação
σ'_v	- tensão vertical dentro do aterro
σ_a	- tensões normais disponíveis na fundação
τ_a	- tensões de corte disponíveis na fundação
σ_r	- tensões normais requeridas na fundação
τ_r	- tensões de corte requeridas na fundação
Φ	- ângulo de atrito do agregado

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA

As estradas não pavimentadas resultam da evolução de caminhos e foram concebidas com o intuito de permitir a deslocação entre zonas rurais e urbanas, permitindo à população o acesso a serviços de educação, saúde e comércio. Neste contexto, as estradas não pavimentadas são essenciais para o desenvolvimento económico e social. Após a sua construção, deverão ser alvo de operações frequentes de manutenção de modo a que sejam garantidas boas condições de segurança e conforto na circulação.

Quando as estradas não pavimentadas atravessam locais onde o solo apresenta baixa capacidade de carga, deformações superficiais excessivas ocorrem na camada de agregado e na fundação, conduzindo a várias operações de manutenção ao longo da sua vida útil.

A aplicação de geossintéticos como técnica de reforço em estradas não pavimentadas tem apresentado um grande desenvolvimento devido à diminuição de recursos (em termos de redução das espessuras das camadas, ou mesmo na introdução de materiais com características mais fracas), a fatores económicos, menor tempo de construção e ainda, a preocupações ambientais. A introdução de geossintéticos permite aumentar a capacidade de carga da estrutura do pavimento, reduzindo as deformações superficiais.

1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO

O objetivo do presente trabalho consistia, por um lado, em compilar os métodos de dimensionamento encontrados na literatura que consideram a inclusão de um reforço em estradas não pavimentadas e, por outro lado, apresentar os requisitos geotécnicos de potenciais material de aterro para estradas não pavimentadas. Foi elaborado um estudo paramétrico onde se avaliou o efeito de determinados parâmetros de projecto no dimensionamento de estradas não pavimentadas.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho está organizado em seis capítulos. O primeiro capítulo introduz o tema, objetivos principais pretendidos e a organização da dissertação.

No segundo capítulo são descritos os aspetos relevantes na conceção de estradas não pavimentadas, tais como os aspetos geométricos, geotécnicos e aspetos relativos às solicitações a que estão sujeitas. São ainda apresentados os principais defeitos encontrados em estradas não pavimentadas.

No terceiro capítulo é feita uma introdução geral aos geossintéticos, apresentando-se os diferentes tipos de geossintéticos existentes e as funções que podem desempenhar em estradas não pavimentadas. São

ainda abordados os mecanismos de reforço obtidos pela introdução de geossintéticos como elemento de reforço.

No quarto capítulo são apresentados os métodos de dimensionamento de estradas não pavimentadas encontrados na literatura, sendo descritos os seus procedimentos de cálculo.

O quinto capítulo apresenta o estudo paramétrico realizado, sendo elaborada uma análise a cada método tendo em conta os valores obtidos. É ainda realizada uma breve análise comparativa entre os métodos de dimensionamento.

No sexto e último capítulo são efetuadas as considerações finais, juntamente com as recomendações de trabalhos futuros.

2

ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

2.1. ASPETOS GERAIS

As estradas não pavimentadas, que em linguagem técnica devem ser designadas como estradas não revestidas, são infraestruturas de transporte usadas em todo o mundo que, em determinadas fases, apresentam uma importância crucial para o desenvolvimento social e económico de qualquer País. Utilizadas para assegurar o transporte de mercadorias e o acesso a serviços entre zonas rurais e urbanas, são em muitos casos o único meio de acesso à educação e à saúde. Em Portugal, as estradas não pavimentadas são usadas frequentemente no acesso a zonas florestais e, mais recentemente, no acesso aos parques eólicos.

Este tipo de vias podem desempenhar a sua função temporariamente, tal como nos casos de acesso a obras, ou permanecer em serviço durante vários anos.

Relativamente aos custos iniciais, estes são inferiores aos das estradas pavimentadas. No entanto, o facto de requererem manutenção frequente e o uso contínuo de recursos (como por exemplo agregados) conduz a custos de conservação elevados. Períodos de elevado volume de tráfego e más condições climáticas afetam significativamente as condições do pavimento, sendo necessário recorrer a manutenções constantes. Desta forma, os custos associados à manutenção são de difícil previsão.

De acordo com SATCC (2003), a manutenção a adotar e o seu respetivo custo são significativamente influenciados pela fase do projeto e pela fase de execução. Uma adequada manutenção permite o aumento da vida útil da estrada, reduzindo os custos de manutenção a longo prazo.

Outro aspeto a ter em conta associado à qualidade da construção e da manutenção da estrada são os custos relativos de operação de veículos.

2.2. CARACTERÍSTICAS DO PAVIMENTO RODOVIÁRIO

De acordo com a definição estabelecida na Especificação do LNEC E1 de 1962, um pavimento é a “parte da estrada, rua, ou pista, que suporta directamente o tráfego e transmite as respectivas solicitações à infraestrutura: terreno, obras de arte, etc. Pode ser constituído por uma ou mais camadas tendo, no caso geral, uma camada de desgaste e camadas de fundação. Cada uma destas camadas pode ser composta e constituída por camadas elementares”.

Segundo o INIR (2012), os pavimentos têm como função principal oferecer uma superfície de rolamento livre e desempenada de modo a garantir condições de segurança, conforto e economia aos utilizadores. Assim, a superfície do pavimento deve apresentar características funcionais que se referem essencialmente à regularidade geométrica, aderência e a capacidade de drenagem de águas superficiais.

O pavimento deve também garantir qualidades estruturais que estão relacionadas com a sua capacidade de suporte às cargas a que é sujeito, sem que deformações ou outro tipo de anomalias ocorram, pondo em causa as qualidades funcionais da estrutura. Deve ser capaz de resistir e transferir à fundação as cargas transmitidas pelo tráfego, sem sofrer alterações significativas ao longo do período para o qual foi projetado, como também possibilitar menores custos operacionais dos veículos.

O efeito do tráfego é expresso através da transmissão da carga da roda à superfície do pavimento através de uma tensão vertical que é sensivelmente uniforme. As tensões aplicadas na camada superficial são degradadas ao longo da sua espessura, tornando-se mais reduzidas quando atingem a superfície da fundação, tal como é possível observar na figura 2.1. A capacidade de suporte da fundação a estas tensões dependerá da espessura de pavimentação e dos materiais escolhidos.

Os pavimentos, mesmo sendo bem dimensionados, sofrem processos de degradação resultantes da passagem de veículos e das condições climáticas. Caso não sejam tomadas medidas de manutenção adequadas o desenvolvimento de degradações levará à ruína estrutural.

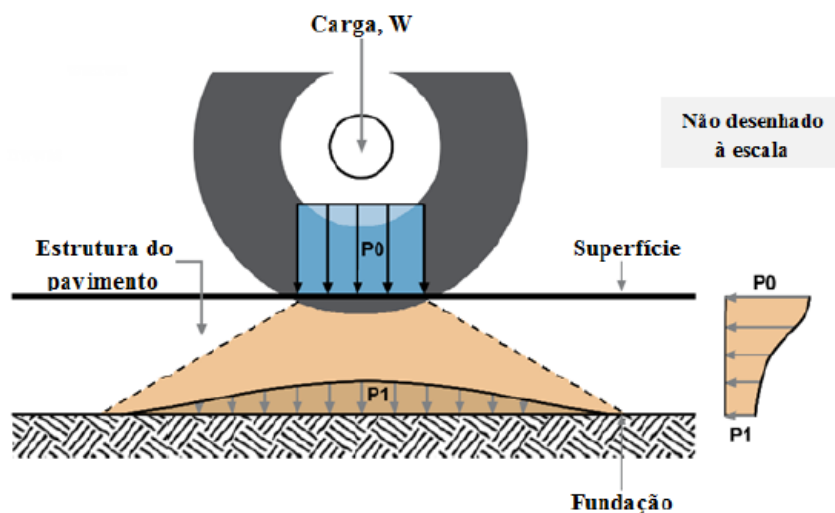


Figura 2.1. - Transferência de carga de uma roda através do pavimento (adaptado de JORGE, 2014).

A camada de desgaste, ou camada de rolamento, é a camada superior do pavimento onde são aplicadas directamente as cargas induzidas pelo tráfego. Deve ser capaz de resistir às cargas induzidas pelo tráfego e agressões climáticas, garantir uma circulação cómoda e segura e assegurar a durabilidade da estrutura do pavimento.

A camada de base tem como função a degradação das cargas induzidas pelo tráfego, reduzindo desta forma as tensões de compressão na sub-base. Trata-se de uma importante camada estrutural do pavimento.

A camada de sub-base é a primeira camada do pavimento propriamente dito e tem como funções assegurar um apoio uniforme à camada de base, dissipando igualmente as tensões verticais que esta lhe transmite para que sejam menores quando distribuídas à fundação do pavimento. A sua construção proporciona uma plataforma segura para a circulação do tráfego de obra. Pode ainda desempenhar uma função drenante e anti-contaminante, evitando a subida de material fino do solo de fundação para a camada de base (COSTA, 2012).

A fundação do pavimento é a superfície do aterro onde são colocadas as várias camadas de aterro e é considerada como uma camada semi-infinita. Esta camada irá absorver as tensões vindas da superfície do pavimento provocadas pela circulação dos veículos, devendo assegurar a longo prazo a manutenção das suas características iniciais sem pôr em causa o funcionamento estrutural do pavimento.

Quando o solo de fundação não apresenta as características desejadas, procede-se à aplicação de uma outra camada designada por leito de pavimento. Esta camada é considerada como parte integrante da fundação e confere boas condições de fundação ao pavimento, no que diz respeito às condições de serviço e colocação em obra, permitindo desta forma boas condições de compactação à primeira camada do pavimento. O leito do pavimento deverá apresentar insensibilidade à água, uma dimensão máxima adequada dos materiais mais grosseiros, uma boa resistência sob a circulação do tráfego de obra e uma boa resistência ao gelo.

Segundo o INIR (2012), em pavimentos sujeitos a baixo tráfego, a camada de base e a camada de sub-base são constituídas por materiais granulares, podendo ambas as camadas ou a camada de sub-base ser subtraída e substituídas pelo tratamento *in situ* dos solos de fundação. São estas as camadas que dotam o pavimento da resistência mecânica necessária para suportar as cargas verticais induzidas pelo tráfego e pela distribuição destas para a fundação de forma a manter as deformações ao nível dos limites admissíveis.

As camadas do pavimento poderão ser constituídas pelo mesmo material no caso de a fundação ser de boa qualidade e o tráfego ser ligeiro (SANTOS, 2013).

2.3. REQUISITOS GEOTÉCNICOS DO PAVIMENTO RODOVIÁRIO

As camadas do pavimento rodoviário podem ser constituídas por diferentes materiais, de acordo com a sua função e solicitação durante a vida útil do pavimento. Segundo o Caderno de Encargos Tipo Obra da Estradas de Portugal (EP, 2014), os materiais para camadas não ligadas incluem solos seleccionados, agregados britados (naturais e reciclados) de granulometria extensa – ABGE, agregado fino e material drenante com agregado britado.

2.3.1. SOLOS

Segundo EP (2009), denominam-se solos os materiais cuja percentagem de material retido no peneiro 19 mm (# 3/4”) é inferior ou igual a 30%.

Se os solos forem utilizados no seu estado natural, é exigida a verificação das seguintes condições relativas ao teor em água:

- Solos incoerentes: $0,8 W_{opm} < W_{nat} < 1,2 W_{opm}$
- Solos coerentes: $0,7 W_{opn} < W_{nat} < 1,4 W_{opn}$

onde W_{opm} e W_{opn} correspondem ao teor em água ótimo referente ao ensaio de Proctor Modificado e ao teor em água ótimo referente ao ensaio de Proctor Normal, respetivamente. O teor em água no estado natural é representado por W_{nat} .

No caso de solos coerentes, quando não é verificado o requisito estabelecido anteriormente, poder-se-á recorrer a técnicas de tratamento com cal ou desta combinada com cimento.

Os solos a utilizar deverão ser de boa qualidade, isentos de detritos, matéria orgânica ou quaisquer outras substâncias nocivas.

No quadro 2.1. são especificados os requisitos dos solos selecionados para camadas não ligadas com características de sub-base, regularização no enchimento de bermas e desgaste em camadas traficadas não revestidas de acordo com EP (2014). Podendo ainda ser aplicados no leito do pavimento durante os trabalhos de terraplanagem, encontram-se especificados no quadro 2.1. os requisitos que são apresentados no EP (2009). Juntamente com os requisitos especificados, são ainda apresentadas as normas que regem as condições dos ensaios.

Quanto ao tipo de solos a utilizar nestas camadas, o Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional (JAE, 1995), editado pela Junta Autónoma das Estradas e a seguir designado por MACOPAV, prevê a definição de seis classes (S0 a S5), considerando as características geotécnicas definidas na norma ASTM D 2487 e em função do seu “índice californiano de capacidade de carga” (CBR - *California Bearing Ratio*) tendo em conta as condições mais desfavoráveis previsíveis em obra, após a sua entrada em serviço (COSTA, 2012).

No quadro 2.2. são representados os diversos tipos de solos que poderão ser utilizados em trabalhos de terraplanagem, leitos de pavimento e camadas de sub-base.

Refira-se que, em situações onde o material se enquadra na classe de solo adequada à camada a que se destina, mas não cumpre os requisitos apresentados no quadro 2.1, deve ser rejeitada a sua utilização, dado que as especificações apresentadas no Caderno de Encargos Tipo Obra (CETO) da Estradas de Portugal deverão, sempre que possível, prevalecer. No entanto, poderão ser definidas cláusulas técnicas especiais adaptadas à obra em questão que se sobrepõem às definidas no CETO (COSTA, 2012).

2.3.2. AGREGADOS

De acordo com o CETO da EP (2014), os agregados são materiais granulares utilizados na construção e podem ser naturais, artificiais ou reciclados. Os agregados naturais são de origem mineral que apenas foram sujeitos a processamento mecânico, enquanto os agregados artificiais resultam de um processo industrial que compreende alterações térmicas ou outras. Os agregados reciclados são resultantes do processamento de materiais inorgânicos com origem na demolição de edifícios, proporcionando um reaproveitamento dos materiais.

No CETO da EP (2014) são especificados os requisitos dos agregados naturais com características de sub-base, base, regularização, regularização no enchimento de bermas e desgaste em camadas traficadas não revestidas, podendo ser analisados no quadro 2.3.

Os requisitos dos agregados reciclados com características de base e de sub-base especificados no CETO da EP (2014) são apresentados no quadro 2.4.

Os requisitos granulométricos dos agregados e das misturas não ligadas a aplicar nas camadas de sub-base, base, regularização, regularização no enchimento de bermas e desgaste em camadas traficadas não revestidas são especificadas pelo CETO da EP (2014), e são apresentados no quadro 2.5.

Quadro 2.1. - Requisitos/Propriedades dos solos seleccionados para camadas não ligadas (adaptado de EP, 2014).

Requisitos/ Propriedades	Referência normativa	Unidade	Camada Leito de pavimento	Camada de sub- base	Camada de desgaste	Camada de regularização
Dimensão máxima	LNEC E 196	mm	75	75	50 e 2/3	espessura da camada
Percentagem de material que passa no peneiro nº 200 ASTM, máxima	LNEC E 196	%	20	15		10 a 20
Limite de liquidez, máximo	NP 143	%	25	25		35
Limite de plasticidade, máximo	NP 143	%	6	6		6 a 10
Equivalente de areia, mínimo	LNEC E 199	%	30	30		
Valor de azul de metileno (material dimensão inferior a 75 µm), máximo	AFNOR 18-592	-	2.0	1.5		
CBR 95% compactação relativa (Proctor Modificado), mínimo	LNEC E 198	%	10	20		NR
Expansibilidade (ensaio CBR), máxima	NF P94- 078	%	1.5	1.5		

NR - Não Requerido

Quadro 2.2. - Classes de solos segundo o MACOPAV (COSTA, 2012).

Classe	CBR (%)	Tipo de solos	Descrição	Reutilização		
				Aterro (corpo)	Leito	Sub-base
S0	< 3	OL	siltos orgânicos e siltos argilosos orgânicos de baixa plasticidade (1)	N	N	N
		OH	argilas orgânicas de plasticidade média a elevada; siltos orgânicos. (2)	P	N	N
		CH	argilas inorgânicas de plasticidade elevada; argilas gordas. (3)	P	N	N
		MH	siltos inorgânicos; areias finas micáceas; siltos micáceos. (4)	P	N	N
S1	≥ 3 a <5	OL	idem (1)	S	N	N
		OH	idem (2)	S	N	N
		CH	idem (3)	S	N	N
		MH	idem (4)	S	N	N
S2	≥ 5 a <10	CH	idem (3)	S	N	N
		MH	idem (4)	S	N	N
		CL	argilas inorgânicas de plasticidade baixa a média argilas com seixo, argilas arenosas, argilas siltosas e argilas magras.	S	N	N
		ML	siltos inorgânicos e areias muito finas; areias finas, siltosas ou argilosas; siltos argilosos de baixa plasticidade.	S	N	N
		SC	areia argilosa; areia argilosa com cascalho. (5)	S	P	N

Continuação do quadro 2.2.						
Classe	CBR (%)	Tipo de solos	Descrição	Reutilização		
				Aterro (corpo)	Leito	Sub-base
S3	≥ 10 a <20	SC	idem (5)	S	S	N
		SM	areia siltosa; areia siltosa com cascalho.	S	S	N
		SP	areias mal graduadas; areias mal graduadas com cascalho.	S	S	N
S4	≥ 20 a <40	SW	areias bem graduadas; areias bem graduadas com cascalho.	S	S	P
		GC	cascalho argiloso; cascalho argiloso com areia.	S	S	P
		GM-u	cascalho siltoso; cascalho siltoso com areia. (6)	S	S	P
		GP	cascalho mal graduado; cascalho mal graduado com areia. (7)	S	S	P
S5	≥ 40	GM-d	idem (6)	S	S	S
		GP	idem (7)	S	S	S
		GW	cascalho bem graduado; cascalho bem graduado com areia.	S	S	S

N – não admissível; P - possível; S – admissível

Quadro 2.3. - Requisitos/Propriedades dos agregados naturais para camadas não ligadas (EP, 2014).

Requisitos / Propriedades	Refª normativa	Unid.	Camada de sub-base	Camada de base	Camada de regularização	Camada de regularização, enchimento bermas		Camada de desgaste, camadas traficadas não revestidas
			ABGE	ABGE	Agregado fino, assentamento calçada	ABGE	Material drenante, agregado britado	ABGE
Forma do agregado grosso - Índice de achatamento	NP EN 933-3	%	FI ₃₅	30 ^(a)	NA	30 ^(a)	FI ₃₅	30 ^(a)
Percentagem de partículas esmagadas ou partidas e de partículas totalmente roladas nos agregados grossos	NP EN 933-5	%	C _{90/3}		NA	C _{90/3}		C _{90/3}
Qualidade dos finos - Valor de equivalente de areia, mínimo e Valor do ensaio de azul de metileno, máximo	NP EN 933-8, NP EN 933-9	% g/kg	Se a percentagem de passados no peneiro de 0,063 mm for inferior a 3 % os finos podem ser considerados não prejudiciais. Se o teor total de finos for superior a 3 %, então SE ≥ 40. Caso SE < 40, então MB ≤ 2,5	Se a percentagem de passados no peneiro de 0,063 mm for inferior a 3 % os finos podem ser considerados não prejudiciais. Se o teor total de finos for superior a 3 %, então SE ≥ 50. Caso SE < 50, então MB ≤ 2,0	Se a percentagem de passados no peneiro de 0,063 mm for inferior a 3 %, os finos podem ser considerados não prejudiciais. Se o teor total de finos for superior a 3 %, então SE ≥ 40. Caso SE < 40, então MB ≤ 2,5	Se a percentagem de passados no peneiro de 0,063 mm for inferior a 3 % os finos podem ser considerados não prejudiciais. Se o teor total de finos for superior a 3 %, então SE ≥ 40. Caso SE < 40, então MB ≤ 2,5	Se a percentagem de passados no peneiro de 0,063 mm for inferior a 3 % os finos podem ser considerados não prejudiciais. Se o teor total de finos for superior a 3 %, então SE ≥ 60. Caso SE < 60, então MB ≤ 2,0	Se a percentagem de passados no peneiro de 0,063 mm for inferior a 3 % os finos podem ser considerados não prejudiciais. Se o teor total de finos for superior a 3 %, então SE ≥ 50. Caso SE < 50, então MB ≤ 2,0

Continuação do quadro 2.3.							
Requisitos / Propriedades	Refª normativa	Unid	Camada de sub-base	Camada de base	Camada de regularização	Camada de regularização, enchimento bermas	
			ABGE	ABGE	Agregado fino, assentamento calçada	ABGE	Material drenante, agregado britado
Resistência à fragmentação do agregado grosso, coeficiente Los Angeles	NP EN 1097-2	%	45 ^(a)	LA ₄₀	NA	LA ₄₀	45 ^(a)
							LA ₄₀
Resistência ao desgaste por atrito do agregado grosso, coeficiente micro- Deval	NP EN 1097-1	%	M _{DE35}	M _{DE25}		M _{DE25}	M _{DE35}
							M _{DE25}
Massa volúmica das partículas	NP EN 1097-6	Mg/m ³	A declarar				
Absorção de água	NP EN 1097-6	%					
"Sonnenbrand" do basalto	NP EN 1367-3 e NP EN 1097-2	%	Em caso de dúvida, onde existam indícios de "Sonnenbrand", perda de massa após a ebulição ≤ 1 e SB _{LA} ≤ 8		NA	Em caso de dúvida, onde existam indícios de "Sonnenbrand", perda de massa após a ebulição ≤ 1 e SB _{LA} ≤ 8	
Resistência ao gelo e ao degelo, valor de absorção de água como ensaio de triagem e valor do sulfato de magnésio	NP EN 1097-6 e NP EN 1367-2	%	Se a absorção de água for superior a WA ₂₄₂ , então o valor do sulfato de magnésio deve estar enquadrado em MS ₃₅ ^(b)		Se a absorção de água for superior a WA _{240,5} , então o valor do sulfato de magnésio deve estar enquadrado em MS ₃₅ ^(b)	Se a absorção de água for superior a WA ₂₄₂ , então o valor do sulfato de magnésio deve estar enquadrado em MS ₃₅ ^(b)	

NA - Não Aplicável

 (a) – Como a Norma NP EN 13242 não possui as categorias FI₃₀ e LA₄₅ são indicados os valores requeridos.

 (b) - Para agregados susceptíveis de degradação pela acção do gelo-degelo, expostos a ambientes sujeitos ao gelo e ao degelo, a situações de humidade elevada ou à água do mar, o ensaio de absorção de água deve ser utilizado como ensaio de triagem. Se a absorção de água não for superior ao valor especificado na categoria WA₂₄₂ ou W_{cm}0,5, o agregado deve ser considerado como resistente ao gelo-degelo.

Quadro 2.4. - Requisitos/Propriedades dos agregados reciclados para camadas não ligadas (EP, 2014).

Requisitos / Propriedades	Refª normativa	Camada de sub-base			Camada de base		
		AGER1 (B ou C)	AGER2 (B ou C)	AGER3 (B)	AGER1 (B ou C)	AGER2 (B ou C)	AGER3 (B)
Parâmetros geométricos e de natureza							
Dimensão	NP EN 13285	0/31,5					
Sobretamanhos (NP EN 933-1)	NP EN 13285	OC ₇₅	OC ₈₀	OC ₈₅	OC ₇₅	OC ₈₀	OC ₈₅
Classe de granulometria (NP EN 933-1)	NP EN 13285	G _B		G _A	G _B		G _A
Teor de finos (NP EN 933-1)	NP EN 13285	UF ₉ LF ₂		UF ₉ LF ₂			
Qualidade dos finos (NP EN 933-9) ^(a)	NP EN 13242+A1	MB _{0,75} ≤ 1,0 g/kg	MB _{0,75} ≤ 0,8 g/kg		MB _{0,75} ≤ 1,0 g/kg	MB _{0,75} ≤ 0,8 g/kg	
Percentagem de partículas totalmente esmagadas ou partidas e totalmente roladas em agregados grossos (NP EN 933-5)	NP EN 13242+A1	C _{50/30}	C _{50/10}	C _{90/3}	C _{50/30}	C _{50/10}	C _{90/3}
Parâmetros de comportamento mecânico							
Resistência à fragmentação e resistência ao desgaste (NP EN 1097-2 e NP EN 1097-1)	EN 13242+A1	LA ₄₅ e MDE ₄₅ ou LA+MDE ≤85	LA ₄₀ e MDE ₃₅ ou LA+MDE≤75	LA ₄₀ e MDE ₃₅ ou LA+MDE≤70	LA ₄₀ e MDE ₃₅ ou LA+MDE≤85	LA ₄₀ e MDE ₃₅ ou LA+MDE≤75	LA ₄₀ e MDE ₃₅ ou LA+MDE≤70
Propriedades químicas							
Teor de sulfatos solúveis em água (EN 1744-1) ^(b)	EN 13242 + A1	SS _{0,7}					
Libertação de substâncias perigosas	EN1245-4	Classificação como resíduos para deposição em aterro de resíduos inertes ^(c)					

(a) - MB_{0,75} – O valor do azul metileno expresso em g/kg segundo a norma de ensaio (NP EN 933-9) multiplicado pela percentagem da fração passada no peneiro de 2mm.

(b) - Para teores de sulfatos superiores a 0,2%, estes agregados deverão ser colocados a uma distância não inferior a 0,50m de elementos estruturais de betão.

(c) - A classificação baseia-se apenas nos resultados do ensaio de lixiviação para L/S = 10 l/kg - Secção 2.1.2.1, da Decisão do Conselho 2003/33/CE.

Decisão do Conselho 2003/33/CE	
Parâmetros	Resíduos inertes
Carbono Orgânico Dissolvido, C(mg/kg)	≤ 500
Cádmio, Cd (mg/kg)	≤ 0,04
Cobre, Cu (mg/kg)	≤ 2
Crómio Total, Cr (mg/kg)	≤ 0,5
Níquel, Ni(mg/kg)	≤ 0,4
Chumbo, Pb (mg/kg)	≤ 0,5
Zinco, Zn (mg/kg)	≤ 4
Cloretos, Cl (mg/kg)	≤ 800
Sulfatos, SO ₄ ²⁻ (mg/l)	≤ 1000

(a) - MB_{0,75} – O valor do azul metileno expresso em g/kg segundo a norma de ensaio (NP EN 933-9) multiplicado pela percentagem da fração passada no peneiro de 2mm.

(b) - Para teores de sulfatos superiores a 0.2%, estes agregados deverão ser colocados a uma distância não inferior a 0,50m de elementos estruturais de betão.

(c) - A classificação baseia-se apenas nos resultados do ensaio de lixiviação para L/S = 10 l/kg - Secção 2.1.2.1, da Decisão do Conselho 2003/33/CE.

Quadro 2.5. - Requisitos granulométricos dos agregados naturais e reciclados e misturas não ligadas (EP, 2014).

Requisitos / Propriedades	Referência normativa	Unidade	Camada de sub-base	Camada de base	Camada de regularização	Camada de regularização, enchimento bermas		Camada de desgaste, camadas traficadas não revestidas	
			ABGE	ABGE	Agregado fino, assentamento calçada	ABGE	Material drenante, agregado britado	ABGE	
Designação agregado/mistura	NP EN 13242 EN 13285	-	Mistura 0/31,5		Agregado fino 0/4	Mistura 0/31,5	Agregado granulometria extensa, 0/22,4	Mistura 0/31,5	
Teor de finos	NPEN 13242, NP EN 933-1		NA		f ₁₀	NA	f ₃	NA	
Conteúdo de finos, máximo	NP EN 13285, NP EN 933-1	%	UF ₇		NA	UF ₇	NA	F ₇	
Conteúdo de finos, mínimo			LF ₂		NA	LF ₂	NA	LF ₂	
Sobretamanhos			OC ₈₀		NA	OC ₈₀	NA	OC ₈₀	
Curva granulométrica	NP EN 13242 (G _F)		G _B		G _{F85}	G _B	G _{F80}	G _B	
Dimensão dos peneiros de referência	EN 13285 (G _B)	-	Fuso granulométrico - Percentagem acumulada de material passado						
40	NP EN 13242 (rubricas 14.03.1.3.1 e 14.03.1.4.3) EN 13285 (restantes rubricas), NP EN 933-2	mm	100		-	100	2D 100	100	
31,5			D	80-99	-	D 80-99	1,4D 98-100	D 80-99	
22,4			-		-	-	D 80-99	-	
16			A	63-77	-	A 63-77	Ra 42-89	A 63-77	
8			B	43-60	2D 100	B 43-60	Ra 11-47	B 43-60	
6,3			-		-	-	-	-	
5,6			-		1,4D 98-100	-	-	-	
4			C	30-52	85-99	C 30-52	Ra 0-20	C 30-52	
2			E	23-40	Ra 70-98	E 23-40	Ra 0-5	E 23-40	
1			F	14-35	Ra 46-75	F 14-35	-	F 14-35	
0,5			G	10-30	Ra 20-50	G 10-30	-	G 10-30	
0,25			-		Ra 9-27	-	-	-	
0,125			-		Ra 4-13	-	-	-	
0,063			2-7		1-10	2-7	0-3	2-7	

D - Abertura do peneiro superior que pode reter material, em milímetros

A, B, C, E, F G - Peneiros para a granulometria, de acordo com EN 13285, secção 4.4.1

Ra - Requisito adicional

Nota: Os valores apresentados para os agregados reciclados podem ser obtidos com a adição de agregados naturais, tendo em vista a sua correcção granulométrica.

Tal como já foi referido anteriormente, e pela observação do quadro 2.5, a camada de base, a camada de sub-base e a camada de desgaste podem ser constituídas pelo mesmo material. Segundo SANTOS (2013), na construção de uma estrada não pavimentada, um aspeto a considerar é o tipo e a qualidade do material a utilizar na camada de desgaste, pois vai influenciar o desempenho da estrada. A colocação de cascalho é uma solução muito adoptada neste tipo de estradas, devendo conter uma quantidade suficiente de material fino, silte e argila de modo a que o material não seja desagregado pela roda. Para que o cascalho seja considerado de boa qualidade, terá que cumprir vários requisitos granulométricos e de plasticidade, estando estes representados nos quadros 2.6 e 2.7.

Quadro 2.6. - Cascalho de boa qualidade sugerido por TRL (2003).

Dimensão do peneiro (mm)	% passada (em massa)		
	Dimensão máxima das partículas (mm)		
	37,5	19,0	9,5
37,5	100	100	100
19,0	80-100	100	100
9,5	55-80	80-100	100
4,75	40-60	60-85	80-100
2,36	30-50	45-70	50-80
0,425	15-30	25-45	25-45
0,075	5-15	10-25	10-25

Quadro 2.7. - Cascalho de boa qualidade (adaptado de SANTOS, 2013).

Dimensão do peneiro (mm)	% passada (em massa)			
	Dimensão máxima das partículas (mm)			
	37,5	26,5	19,0	9,5
37,5	100	100	100	100
26,5	85-100	100	100	100
19,0	70-100	80-100	100	100
13,2	60-85	60-85	75-100	100
4,75	40-60	45-65	50-75	60-100
2,00*	25-45	30-50	35-55	45-70
0,425	15-40	15-40	18-45	25-50
0,075*	7-30	7-30	7-30	7-30

*Estes peneiros são os mais importantes.

A plasticidade de cascalho para camadas de desgaste varia de acordo com o clima, tal como é possível observar através do quadro 2.8. Em climas secos deverá haver menor quantidade de partículas de argila de modo a evitar o aparecimento de sulcos profundos e superfícies escorregadias. Por outro lado, em climas húmidos, a maior quantidade de partículas de argila tem um importante papel no imbricamento dos agregados.

Quadro 2.8. - Características da plasticidade de cascalho para camadas de desgaste sugeridas por TRL (2003).

Clima	Limite de liquidez máximo *	Índice de Plasticidade	Retração linear (%)
Tropical húmido	35	4-9	2-5
Tropical húmido sazonal	45	6-20	3-10
Árido e semiárido	55	15-30	8-15

*Podem aceitar-se valores superiores no caso de laterites.

2.4. TRÁFEGO

A maioria das estradas não pavimentadas são estradas com baixo volume de tráfego. Através da análise do quadro 2.9 é possível concluir que a definição de estradas de baixo volume de tráfego difere de país para país.

Para dimensionar os pavimentos é necessário conhecer o tipo de tráfego pesado, os pesos descarregados em cada eixo, o tipo de eixos, o número de passagens de cada eixo e a velocidade de circulação (no caso de pavimentos com camadas betuminosas). Nem sempre existe informação tão detalhada relativamente ao tráfego pesado. Assim, em alternativa, poderá ser necessário recorrer a métodos de dimensionamento existentes que são capazes de prever o número acumulado de eixos-padrão que irá solicitar o pavimento conhecendo o número de veículos pesados por dia (considera-se veículo pesado aquele cujo peso bruto é igual ou superior a 3 tf) (PEIXOTO, 2014).

Quadro 2.9. - Quantitativo de veículos por dia (VPD) para diferentes tipos de estradas de baixo volume de tráfego (SANTOS, 2013).

Estudos/Classificação	VPD	Tipo de estradas
FHWA	Classe 1 < 50	Sem tratamento superficial ou com solo granular ou superfície de solo com agregados
	Classe 2 Entre 50 e 400	Material granular selecionado ou solo estabilizado com agregados nas superfícies
Áustria – Estradas de Baixo Volume	< 100	Estradas sem pavimentos com função de ligar vilas a centros ou fazendas ou pequenos vilarejos e as estradas de florestas

Continuação do quadro 2.9.			
Estudos/Classificação	VPD		Tipo de estradas
AASHTO	10.000 ESAL*	Mínimo de 25	Estrada de cascalho * ESAL – Equivalent Single Axle (carga equivalente de eixo simples) 18 Kip = 8,2 t \cong 9000kg de PBT.
	100.000 ESAL*	Mínimo de 50	
Órgãos Rodoviários Estaduais do Brasil (PR, SP, GO, MT e MS)		Máximo de 200	Para estradas construídas com material de baixo custo
África do Sul		Mínimo de 200	Para a maioria das estradas não pavimentadas, sendo que menos de 60 são veículos pesados.

2.5. ASPETOS GEOMÉTRICOS

Os parâmetros geométricos do traçado devem atender às necessidades dos utentes, fornecendo níveis mínimos de segurança, conforto e economia para os mesmos. Uma vez que quanto mais exigentes os requisitos da geometria, maiores os custos associados e maiores os benefícios para os utilizadores, é estabelecido um nível mínimo de requisitos que devem ser alcançados ao longo do tempo de serviço da estrada.

Inseridos nos aspectos geométricos estão a largura da plataforma (faixa de rodagem e bermas), inclinação transversal do pavimento, a geometria da diretriz e do perfil longitudinal.

Segundo JORGE (2014), os principais fatores que afetam o traçado geométrico de uma estrada de baixo volume de tráfego são o custo de serviço, o tipo de solo, o clima, o tipo de pavimento, a orografia do terreno, o tráfego e a classificação administrativa ou funcional da estrada.

2.5.1. PERFIL LONGITUDINAL

O traçado em planta da estrada deverá ser o mais adaptado possível ao relevo da região, sem utilizar elevadas pendentes longitudinais, assegurando boas condições de visibilidade, enquadramento com o ambiente e sistema de drenagem adequado (SANTOS, 2013). A escolha do perfil longitudinal está intimamente relacionada com os custos da estrada, nomeadamente com os custos de terraplanagem. As condições geológicas e geotécnicas das zonas atravessadas ditarão o perfil, na medida em poderão exigir a execução de operações de alto custo, tais como a escavação em rocha e obras especiais de drenagem. No que concerne ao cascalho, este não deve ser colocado quando a estrada tem inclinação longitudinal superior a 6% em zonas onde há abundante precipitação, pois a água da chuva poderá causar a erosão da superfície da estrada (SANTOS, 2013).

2.5.2. PERFIL TRANSVERSAL

O perfil transversal inclui vários elementos, tais como as valetas, os taludes e as bermas, conforme a figura 2.2. O perfil transversal deverá garantir a segurança na circulação e um adequado sistema de drenagem.

A via tem de ter largura e inclinação suficientes que permitam a passagem de veículos em segurança. A largura adotada, em função do volume de tráfego, poderá variar entre 4 a 7 m. A inclinação transversal recomendada varia entre 3 a 6%; quando se trata de uma camada de cascalho compactada poderá ser 3% em climas secos e de 5 a 7% em climas húmidos (SANTOS, 2013).

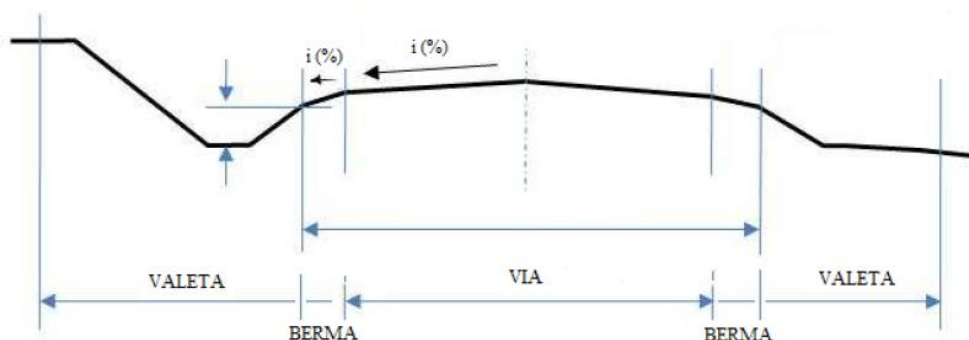


Figura 2.2. - Esquema do perfil transversal tipo (SANTOS, 2013).

A largura da plataforma (faixa de rodagem e bermas) é uma das características geométricas mais importantes, uma vez que o seu valor está diretamente relacionado com o custo de manutenção e de construção. Deverá ser realizada uma avaliação adequada que, de acordo com JORGE (2014), em termos da geometria de traçado têm mais relevância o número e tipos de veículos e, eventualmente, outro tráfego não motorizado que a estrada terá de acomodar do que a avaliação cumulativa de repetições de cargas por eixo que o pavimento terá de suportar.

A estrada poderá apresentar perfis diferentes, tendo em conta o local onde se insere. Tal como se observa na figura 2.3 o perfil poderá ser inclinado para o exterior, minimizando a largura da estrada e dispensando a necessidade de drenagem transversal; inclinado para o interior o que implica maior largura da estrada devido à necessidade de sistema de valas e drenos transversais; e em “V” invertido utilizado maioritariamente em estradas com duas faixas de rodagem, sendo necessário um sistema de drenagem de valas e drenos transversais.

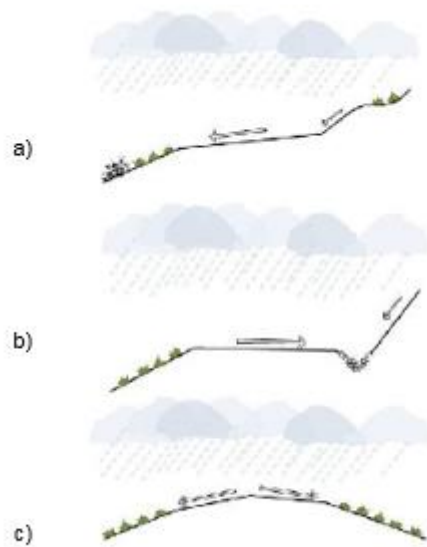


Figura 2.3. - Perfil transversal da estrada: a) Perfil inclinado para o exterior; b) Perfil inclinado para o interior; c) Perfil em "V" invertido (SANTOS, 2013).

As bermas e as valetas são importantes elementos no perfil transversal uma vez que delas dependem o bom funcionamento do sistema de drenagem. Estas devem ter uma inclinação superior à da via, de forma a permitir a drenagem superficial e evitar a acumulação de água.

As bermas têm como objetivo conter e proteger a via, garantir o escoamento das águas encaminhando-as para as valetas ou outros órgãos de drenagem e permitir ao utente parar em segurança quando necessário. Ao longo da vida útil da estrada, as bermas deverão conservar as suas secções transversais, inclinações e manter a sua superfície regular e uniforme, sendo garantida uma adequada limpeza e regularização.

2.6. DEGRADAÇÕES DO PAVIMENTO

As estradas não pavimentadas estão mais vulneráveis a fatores externos como o tráfego e as condições climáticas que as estradas pavimentadas. Esses fatores, juntamente com o tipo de solo selecionado, o sistema de drenagem e a geometria da estrada, poderão causar problemas tanto estruturais como funcionais na superfície da estrada, afetando as condições de circulação. Os problemas estruturais referem-se à incapacidade da estrutura para suportar o tráfego em condições adequadas enquanto os problemas funcionais são essencialmente defeitos superficiais resultantes da má seleção de materiais e de processos construtivos. Esses problemas estão relacionados com deformações, com a diminuição da capacidade de suporte do solo e com a modificação dos perfis longitudinais e transversais (SANTOS, 2013).

EATON et al. (1987) desenvolveram um trabalho que permite identificar, medir e avaliar os defeitos quanto à extensão e severidade. De acordo com este estudo, os defeitos mais comuns observados nestes tipos de estradas são os seguintes: secção transversal inadequada, drenagem inadequada, ondulações, excesso de poeira, sulcos, buracos e perda de agregados. Nos pontos que se seguem são analisados cada um destes defeitos.

2.6.1. SECÇÃO TRANSVERSAL INADEQUADA

Este defeito consiste na falta de inclinação transversal adequada o que impossibilita a drenagem eficiente das águas para os dispositivos de escoamento. Esta situação é evidenciável pela formação de poças de água e pelo escoamento da água ao longo da superfície do pavimento, que leva a processos de erosão em casos de chuva intensa. EATON et al. (1987) avaliam este defeito quando à sua extensão e severidade. Os níveis de severidades são divididos em três possíveis classes: severidade baixa quando se verificam pequenas quantidades de água acumulada ou uma superfície completamente plana ou para ambas as situações; severidade média quando são notáveis acumulações significativas de água na superfície da via ou pela superfície em forma de “bacia” ou ambas as situações; severidade alta quando se verificam quantidades excessivas de água acumulada na superfície ou elevadas depressões ao longo do percurso do rodado ou ambos.

2.6.2. DRENAGEM INADEQUADA

A drenagem inadequada de uma estrada tem como consequência o mau funcionamento do sistema de drenagem superficial o que resulta na maior extensão de buracos, sulcos e erosão ao longo da via. Como consequência haverá acumulação de água na superfície da estrada. Esta condição é manifestada pela acumulação de vegetação e entulhos nas valetas, pelo facto das valetas não terem sido bem dimensionadas ou não serem alvo de manutenções regulares e movimentação de água transversalmente e longitudinalmente ao eixo da estrada. De salientar que a existência de vegetação e entulho impedem o transporte da água pela valeta, provocando o empoçamento da estrada.

EATON et al. (1987) classificam os níveis de severidade da estrada em três níveis: severidade baixa quando existem pequenas quantidades de água acumuladas nas valetas e pequenas quantidades de vegetação ou entulho; severidade média quando se verificam quantidades moderadas de água acumulada na valeta, de vegetação e entulho e existência de erosão na parte interior da valeta; severidade elevada quando existem grandes quantidades de água acumulada na valetas e valetas cobertas de vegetação e entulho com evidência de grande nível de erosão e escoamento de água ao longo da secção transversal e longitudinal da estrada.

2.6.3. ONDULAÇÕES

A formação de ondulações corresponde a séries de saliências e depressões (tal como se pode observar na figura 2.4.) que são formadas na direção transversal da estrada, resultando da passagem de veículos.

A falta de coesão da superfície da via, a velocidade excessiva e o excesso de volume de tráfego são os factores mais condicionantes para o desenvolvimento deste defeito.

Quando o problema é causado pela perda de finos, este deverá ser corrigido por escarificação da superfície enquanto húmida, voltando a misturar os materiais da superfície com finos adicionados, corrigindo a granulometria, regularizando e compactando a superfície (JORGE, 2014).

As ondulações são avaliadas por EATON et al. (1987) sendo que a severidade baixa é quando a profundidade da ondulação for menor do que 2,5 cm, severidade média se a profundidade da ondulação pertencer ao intervalo 2,5-7,5 cm e severidade alta se a profundidade da ondulação for maior do que 7,5 cm.



Figura 2.4. - Exemplo típico de ondulações (SANTOS, 2013).

2.6.4. EXCESSO DE POEIRA

A poeira consiste na formação de uma nuvem de pó devido à perda de partículas finas resultante do contacto entre o rodado e a camada superficial da estrada e às ações ambientais, tal como se observa na figura 2.5. A formação de poeira é mais evidente em solos argilosos dado que as partículas argilosas são os elementos mais predominantes na nuvem de pó. A perda de partículas finas aumenta a permeabilidade da camada superficial, diminuindo a sua coesão.

A quantidade de partículas perdidas pela superfície depende do tipo de veículo, da velocidade de circulação, das propriedades do material colocado na superfície da estrada e das condições climáticas.

O problema da poeira influencia a segurança dos condutores, tendo em conta que reduz a visibilidade e torna o processo de condução perigoso e inseguro. O conforto é afetado na medida em que se torna impraticável manter os vidros abertos durante o percurso. Relativamente a questões ambientais encontra-se associado o problema da poluição atmosférica que advém da formação desta nuvem de pó. A perda de partículas finas modifica o comportamento das estradas o que leva à necessidade de repetidas manutenções de forma a gerar as características iniciais dos materiais constituintes da estrada.

Para minimizar este problema existe a aplicação de paliativos de poeira, que reduzem a quantidade de partículas libertadas pela estrada e ajudam na manutenção desta. Para uma aplicação eficaz é aconselhável a estrada apresentar boas condições, ou seja, que apresente boa compactação da superfície, um sistema de drenagem adequado e uma boa mistura de agregados.

O uso destes produtos deverá ser precedido por estudos preliminares realizados em laboratório de modo a avaliar a ligação entre o produto e os agregados utilizados na camada superficial. De acordo com FERREIRA (2004) são propostos vários agentes de tratamento: cloreto de cálcio, aditivo de argila, aditivos químicos, produtos asfálticos e polímeros sintéticos. Estes agentes são atribuídos de acordo com o tipo de material, a quantidade de tráfego e as condições climáticas.

Segundo JORGE (2014) uma outra alternativa a considerar na redução de poeiras é a redução da velocidade de circulação, que pode ser implementada através da instalação de obstáculos físicos redutores de velocidade.

Relativamente ao estudo realizado por EATON et al. (1987), a classificação dos níveis de severidade resulta da quantidade de pó causada pela passagem de um veículo a 40 km/h. Desta forma, a severidade da formação de poeira pode ser classificada como baixa quando a nuvem formada é pouca densa que

não obstrui a visibilidade; severidade média para uma nuvem de poeira que obstrui parcialmente a visibilidade e provoca tráfego lento; severidade elevada para formação de nuvem muito densa que obstrui completamente a visibilidade e provoca tráfego muito lento a parado.

Segundo JORGE (2014), a solução estará no uso de materiais com limites de plasticidade que garantam a coesão do material de desgaste, sem afetar a sua capacidade resistente e a resistência à derrapagem.



Figura 2.5. - Exemplo de formação de poeira (SANTOS, 2013).

2.6.5. BURACOS

EATON et al. (1987) descrevem buracos como sendo pequenas depressões em forma de bacia com um diâmetros inferior a 100 cm. Estas depressões formam-se durante a passagem de veículos havendo libertação de partículas sólidas em locais onde existe acumulação de água na via. Má compactação, alargamento da zona inferior das ondulações, excesso de humidade, drenagem deficiente, fundação fraca, agregado mal graduado estão entre as causas da formação de buracos. Na figura 2.6. é apresentado um exemplo típico de buracos em estradas não pavimentadas.



Figura 2.6. - Exemplo típico de buracos (CONRAD, 2016).

De acordo com PAIGE-GREEN (1990), os buracos têm um efeito prejudicial nos veículos, sendo este efeito mais notório para buracos cujo diâmetro está entre 250-1500 mm e a profundidade entre 50-75 mm. Os buracos são classificados por EATON et al. (1987) de acordo com o seu diâmetro e profundidade máxima em três níveis de severidade, tal como se apresenta no quadro 2.10.

Quadro 2.10. - Classificação de buracos em níveis de severidade de acordo com o diâmetro médio e profundidade máxima (adaptado de EATON et al., 1987).

Profundidade máxima (cm)	Diâmetro médio (cm)			
	< 30	30 - 60	60 - 100	>100
1,25 - 5	Baixa	Baixa	Média	Média
5 - 10	Baixa	Média	Alta	Alta
10	Média	Alta	Alta	Alta

Segundo JORGE (2014), os buracos podem ser corrigidos por reparações localizadas, designadas por execução de remendos, através da adição de materiais bem graduados e posterior compactação e/ou através da correção da granulometria. Também podem ser necessários drenos junto destas áreas para drenar o pavimento. A reparação de buracos deve ser realizada numa fase inicial de desenvolvimento, uma vez que quando estes ocorrem na superfície o processo de ruína do pavimento aumenta consideravelmente.

Uma vez que são formados os buracos, a drenagem da água é afetada verificando-se a sua acumulação em depressões, resultando no alargamento dos buracos com a passagem dos veículos e pela consequente remoção do material. De acordo com SANTOS (2013), a sua reparação consiste em ampliar e afundar o buraco, enchê-lo com cascalho húmido e fazer uma compactação do material por camadas.

2.6.6. SULCOS

Os sulcos são caracterizados como depressões na superfície ao longo do percurso do rodado. A sua formação deve-se à baixa capacidade de suporte do material que constitui o pavimento, espessuras inadequadas, cargas excessivas, ineficiência do sistema de drenagem e a falta de manutenção. Sulcos significativos podem levar ao colapso estrutural da estrada.

JORGE (2014) explica que no caso das estradas não pavimentadas, os sulcos podem ser corrigidos pela adição de material de revestimento com granulometria adequada, devendo a superfície ser escarificada, o material deve ser misturado, reperfilando-se a superfície nos casos mais graves. No entanto, quando os sulcos são o resultado de uma fundação deficiente, o tratamento a efetuar é mais extenso, devendo-se proceder à execução de um sistema de drenagem e/ou à colocação de um geossintético na fundação sobre uma camada de material granular. Sempre que possível, o desvio do traçado pode ser uma solução muito mais barata para evitar áreas com ocorrência repetida de rodeiras.

A identificação do defeito e respetiva avaliação quanto à severidade é feita da seguinte forma de acordo com EATON et al. (1987): severidade baixa se a profundidade do sulco for menor do que 2,5 cm; severidade média se a profundidade se encontrar entre 2,5-7,5 cm; severidade elevada nos casos em que os sulcos apresentarem profundidades superiores a 7,5 cm.

2.6.7. PERDA DE AGREGADOS

Devido à ação do tráfego, o agregado grosseiro solta-se da superfície. Posteriormente, as partículas soltas são movidas para fora da zona de passagem de rodados, formando cordões contínuos ao longo da estrada, tal como é representado na figura 2.7. De acordo com FERREIRA (2004) este tipo de defeitos ocorrem em trechos de solo muito argiloso, com rampas acentuadas, em que foi acrescentado material granular sem compactação adequada, podendo também ocorrer em terrenos planos onde há falta de material fino ligante. Podem também ser resultantes de uma deficiente composição inicial da camada superficial, na qual há falta de agregados de dimensão intermédia.

Segundo JORGE (2014), a desagregação pode ser corrigida por escarificação, com a adição de finos para melhorar a composição granulométrica da superfície. A correção da desagregação é um procedimento muito caro, uma vez que na maioria dos casos, apenas uma pequena parte do material perdido pode ser eficientemente recuperada.

As estradas não pavimentadas podem ser avaliadas quanto ao nível da severidade da perda de agregados de acordo com EATON et al. (1987) sendo que a severidade baixa é quando os agregados estão soltos na superfície da estrada ou existe um cordão de agregados com menos de 5 cm de altura; a severidade média ocorre quando os agregados soltos formam um cordão de agregados com 5 a 10 cm de altura; a severidade alta ocorre quando os agregados soltos formam uma berma de agregados com altura superior a 10 cm.



Figura 2.7. - Agregados soltos na superfície de desgaste (SANTOS, 2013).

3

APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

3.1. INTRODUÇÃO

O termo geossintético define genericamente um produto, em que pelo menos um dos seus componentes é fabricado a partir de um polímero sintético, na forma de folha, tira ou estrutura tridimensional, sendo utilizado em contacto com o solo ou outros materiais em aplicações de Engenharia Civil (EN ISO 10318:2005).

A utilização de inclusões no solo com o objetivo de melhorar as suas características é uma técnica utilizada há muito tempo, que remonta a civilizações antigas tais como os babilónios, os romanos e os chineses. No entanto, esta utilização de inclusões nos solos apenas se limitava ao emprego de fibras naturais de forma empírica.

A primeira utilização de geossintéticos como reforço foi realizada pelo Departamento de Estradas da Carolina do Sul em 1926. Um tecido de algodão pesado foi colocado na camada de sub-base da estrada, tendo sido aplicado ao tecido de algodão o asfalto quente e colocada uma camada de areia fina sobre o asfalto. Este departamento publicou os resultados de oito experiências de campo em 1935: até ocorrer a deterioração do tecido a estrada apresentava boas condições, uma vez que o tecido reduziu as fendas, reentrâncias e falhas pontuais no pavimento. Este projeto foi o impulsionador da utilização dos geossintéticos com a função de reforço e separação de solos tal como hoje o conhecemos (KOERNER, 2012).

O surgimento dos polímeros sintéticos ocorreu na década de 40, do século passado, tendo surgido os geotêxteis tecidos na década de 50. Os geotêxteis não-tecidos apareceram mais tarde, mais precisamente na década de 60. A grande utilização de geossintéticos deu-se na década de 70, quando surgiram os geotêxteis não-tecidos agulhados. O sucesso alcançado pelos geotêxteis não-tecidos pode ser explicado, segundo CARNEIRO (2009), pelas suas vantagens técnicas (facilidade de aplicação e variedade de funções que os materiais podiam exercer) e vantagens económicas (baixo custo). Na década de 80 verificou-se o aparecimento de novos produtos, tais como as geogrelhas, as georredes ou os geocompósitos.

Segundo SIEIRA (2003), o aparecimento constante de novos produtos resultou na introdução de uma nova terminologia em 1983 por J.E. Fluet Jr. que introduziu o termo “geossintético” para designar os novos produtos com aplicações geotécnicas. Só em 1994 no Congresso de Singapura a Sociedade Internacional de Geotêxteis e Produtos Afins adotou a designação de Sociedade Internacional de

Geossintéticos. Atualmente, o termo geossintético é universalmente aceite para designar materiais fabricados, quer com produtos sintéticos, quer não sintéticos.

Em Portugal os geossintéticos foram muito utilizados em obras hidráulicas e viárias na década de 80. No entanto, foi na década de 90 que teve lugar o seu grande impulso associado à construção da rede de aterros de resíduos municipais nacionais. Devido ao crescente interesse destes materiais, foi criado em 1999 o Organismo de Normalização Sectorial Português dos ensaios de geossintéticos e foi fundada, em 2002, a Comissão Portuguesa de Geossintéticos (IGS-Portugal) que representa Portugal na Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS).

As razões para o crescimento da aplicação de geossintéticos são inúmeras, salientando-se as seguintes: são materiais de fácil e rápida instalação; são materiais que podem evitar a utilização de materiais naturais com baixa ocorrência e que evitam o recurso a estruturas de dimensionamento complicado; permitem a utilização de solos que tradicionalmente não seriam considerados adequados, quer como materiais de aterro, quer como materiais de fundação de estruturas diversas; e têm vindo a ser introduzidos no mercado a preços relativamente baixos. Em suma, de um modo geral, são materiais com custos menores e mais versáteis quando comparados com as metodologias e materiais tradicionais (LOPES e LOPES, 2010).

A utilização destes materiais distribui-se pelos mais variados campos, tais como aeroportos, ferrovias, rodovias, aterros, estruturas de contenção, reservatórios, canais e barragens.

3.2. CLASSIFICAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS

Os geossintéticos são obtidos através de polímeros naturais ou sintéticos. Os materiais mais utilizados no fabrico de geossintético são os plásticos, mais concretamente os termoplásticos que são obtidos através do petróleo. Os polímeros mais comuns no fabrico de geossintéticos são o poliéster, as poliamidas, os polipropilenos e os polietilenos. As fibras naturais, devido ao seu carácter biodegradável e por não possuírem propriedades adequadas a um grande número de aplicações, são raramente usadas (LOPES e LOPES, 2010).

No fabrico de geossintéticos são, geralmente, utilizados aditivos em pequenas quantidades visto que têm um papel importante na estabilização dos polímeros base. Segundo CARNEIRO (2009), os aditivos plásticos constituem uma extensa gama de compostos químicos usados para melhorar as propriedades, o processamento e o desempenho dos materiais poliméricos. Em geral, os aditivos devem ser eficientes no desempenho das suas funções, devem ser estáveis, devem possuir uma boa resistência à extração e não devem prejudicar as propriedades dos polímeros.

Os geossintéticos podem ser classificados de acordo com as diferenças estruturais que decorrem durante o seu processo de fabrico. Desta forma, os geossintéticos podem ser divididos de acordo com a sua estrutura em geotêxteis, geomembranas ou barreiras geossintéticas poliméricas, geocompósitos e produtos relacionados. Podem também ser divididos em geossintéticos permeáveis e impermeáveis. Na figura 3.1 é apresentada a classificação com base na sua estrutura.

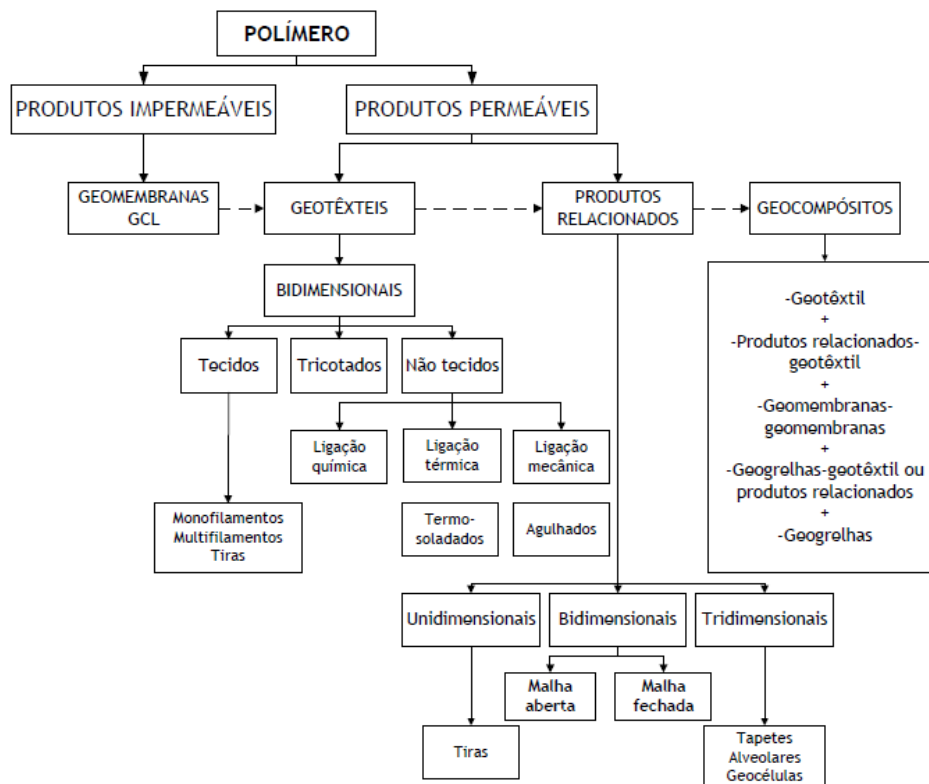


Figura 3.1. - Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura (LOPES e LOPES, 2010).

De acordo com o folheto técnico da Comissão Portuguesa de Geossintéticos (IGS), estes poderão ser classificados em nove tipos.

Geotêxteis: Material constituído por telas contínuas de fibras ou filamentos, podendo ser tecidas, não tecidas, tricotadas e é usado em inúmeras aplicações. As telas têm o aspeto de um têxtil sendo permeáveis e flexíveis. Podem desempenhar funções de reforço, separação, filtragem ou drenagem.

Geogrelhas: Tal como o nome indica, este geossintético exhibe o aspeto de uma grelha. As suas aberturas são normalmente maiores que os elementos sólidos que as constituem. Podem ser aplicadas em várias áreas, porém desempenham sempre a função de reforço.

Georredes: Este geossintético é obtido por extrusão de duas séries de elementos paralelos poliméricos que se cruzam segundo um determinado ângulo. A rede forma uma tela permeável que é utilizada para transportar fluidos ou gases.

Geomembranas: este geossintético é constituído por telas contínuas flexíveis fabricadas a partir de um ou mais materiais sintéticos. Dado que são relativamente impermeáveis, são utilizadas para servirem de barreira a fluidos, gases e vapores, sendo por este motivo também chamadas de barreiras geossintéticas poliméricas.

Geocompósitos: estes materiais são caracterizados por serem obtidos através de dois ou mais tipos de geossintéticos. Como exemplos temos geotêxtil-georrede, geotêxtil-geogrelha, georrede-geomembrana, ou geocompósito argiloso (GCL). Segundo CARNEIRO (2009), os geocompósitos podem ser formados a partir da combinação de inúmeros materiais, podendo, por isso, ser usados numa grande gama de aplicações.

Geocompósitos argilosos (GCL): este geossintético resulta da combinação de um geocompósito com uma camada de argila bentonítica durante o seu fabrico, camada essa que é colocada entre uma camada superior e inferior de geotêxtil ou numa mistura de geotêxtil e bentonite colada a uma geomembrana ou tela simples de geotêxtil. Os geotêxteis que compõem os GCL são frequentemente costurados ou agulhados através do núcleo de bentonite para aumentar a resistência interna ao corte do geocompósito. Quando hidratados os geocompósitos bentoníticos atuam como barreira aos fluidos ou gases e são habitualmente usados nos sistemas de impermeabilização nos aterros de resíduos, frequentemente em conjunto com uma geomembrana.

Geotubos: este material é um tubo polimérico que poderá ser perfurado ou não, tendo um papel importante na drenagem de fluidos e gases, podendo ser envolvido por um filtro de geotêxtil.

Geocélulas: material constituído por tiras poliméricas formando redes tridimensionais espessas. Estas tiras são ligadas entre si formando células interligadas que são preenchidas com solo, ou em alguns casos betão.

Geoespumas: este geossintético é constituído por blocos ou placas de poliestireno expandido que formam uma estrutura de baixa densidade. A geoespuma é utilizada como isolamento térmico, enchimento leve para aterros ou como placa vertical compressível para reduzir a pressão de terras em muros de suporte rígidos.

Na Figura 3.2 é possível observar as ilustrações relativas a cada tipo de geossintético.

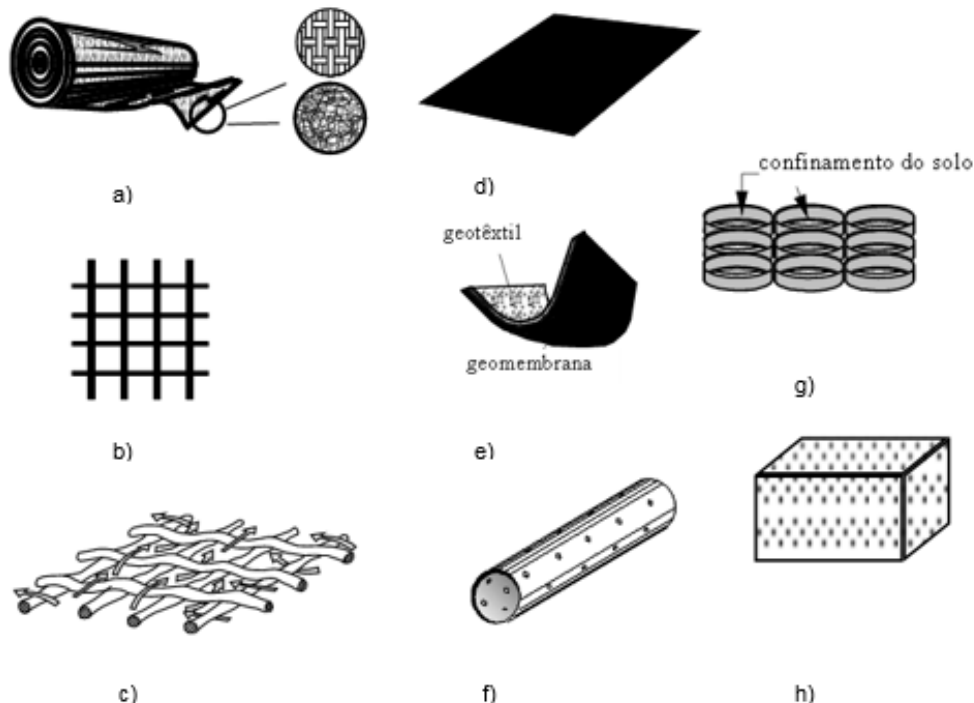


Figura 3.2. - Classificação dos geossintéticos: a) Geotêxtil; b) Geogrelha; c) Georrede; d) Geomembrana; e) Geocompósito; f) Geotubo; g) Geocélula; e h) Geoespuma (IGS-PORTUGAL, 2016).

3.3. PRINCIPAIS TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS

Depois de apresentada de uma forma sucinta a classificação dos geossintéticos na secção anterior, neste ponto é feita uma análise mais detalhada dos tipos de geossintéticos que são utilizados no reforço de estradas não pavimentadas: geotêxteis e geogrelhas. As geocélulas podem também ser utilizadas para este fim, o que não acontece com frequência uma vez que o seu processo de colocação é mais complicado e implicam maiores custos. Desta forma, apenas serão apresentados os principais geossintéticos utilizados com função de reforço e separação em estradas não pavimentadas.

3.3.1. GEOTÊXTEIS

Através de diferentes processos de fabrico, são obtidos três tipos de geotêxteis: tecidos, não tecidos e tricotados.

3.3.1.1. Tecidos

Os componentes mais usados no fabrico de geotêxteis tecidos são fitas, multifilamentos ou monofilamentos. Estes materiais são obtidos por processos tradicionais de tecelagem, onde dois conjuntos de componentes são entrelaçados entre si, formando uma estrutura planar de fios perpendiculares entre si. As estruturas resultantes apresentam uma distribuição de poros relativamente regular.

A espessura dos geotêxteis tecidos obtidos a partir de mono e multifilamento varia entre 1 mm e 2 mm e no caso dos geotêxteis tecidos obtidos a partir de tiras a espessura é normalmente inferior a 0,5 mm. Na figura 3.3 é possível observar a estrutura típica dos geotêxteis tecidos.

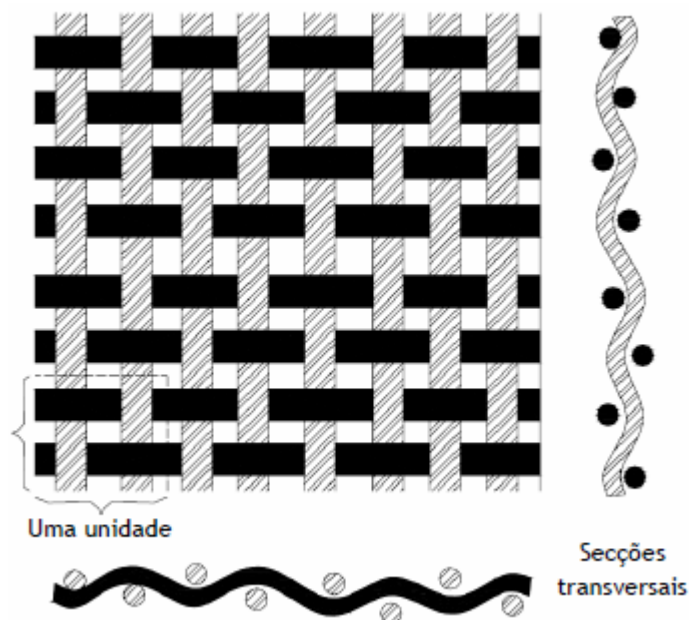


Figura 3.3. - Estrutura típica dos geotêxteis tecidos (CARNEIRO, 2009).

Os geotêxteis tecidos, relativamente aos geotêxteis não tecidos, oferecem maior resistência à tração para níveis de extensão baixos, sendo por este motivo considerados melhores materiais para reforço de estradas não pavimentadas (LENG, 2002).

3.3.1.2. Não tecidos

No que se refere aos geotêxteis não tecidos, em geral usam-se monofilamentos contínuos, podendo em algumas situações ser fabricados a partir de fibras cortadas. A manufatura deste tipo de geotêxteis consiste na deposição contínua das fibras ou filamentos num tapete, para que se forme uma malha solta que será ligada e cuja espessura é ligeiramente superior à do produto final. Os métodos utilizados para a ligação dessa malha podem ser: ligação mecânica, ligação térmica e ligação química (LOPES e LOPES, 2010).

Trata-se de uma estrutura planar, com uma distribuição de poros aleatória.

Utilizando a ligação mecânica, são obtidos os geotêxteis não tecidos agulhados. O processo de ligação mecânica, de acordo com LOPES e LOPES (2010), consiste em passar a malha por milhares de agulhas, com farpas, que se movimentam continuamente, arrastando alguns componentes e entrelaçando-os. A espessura destes geotêxteis varia entre 0,5 e 5 mm.

A ligação térmica é alcançada através do aquecimento da malha. Para os materiais formados por componentes com a mesma composição química, a temperatura deve ser aplicada apenas em alguns pontos da malha, de modo a evitar a fusão global dos componentes, dando origem a uma folha de plástico com pouco ou nenhum valor. No caso de os componentes não possuírem a mesma composição química (diferentes polímeros com diferentes pontos de fusão), a fusão seletiva de um dos componentes (o de menor ponto de fusão) irá originar uma ligação por fusão nos pontos de contacto entre este componente e os restantes componentes. Os geotêxteis não tecidos obtidos por este processo designam-se por termoligados (ou termossoldados) e, normalmente, possuem uma espessura compreendida entre 0,5 e 1 mm.

A ligação química é realizada recorrendo a um ligante químico, como por exemplo cola, resina ou derivado celulósico. Os geotêxteis não tecidos obtidos por este processo designam-se por ligados quimicamente. A sua espessura varia entre 0,5 e 3 mm. Com vista a melhorar as ligações entre os componentes, esta ligação é utilizada após uma ligação mecânica.

Na figura 3.4 é possível observar exemplos de geotêxteis não tecidos.

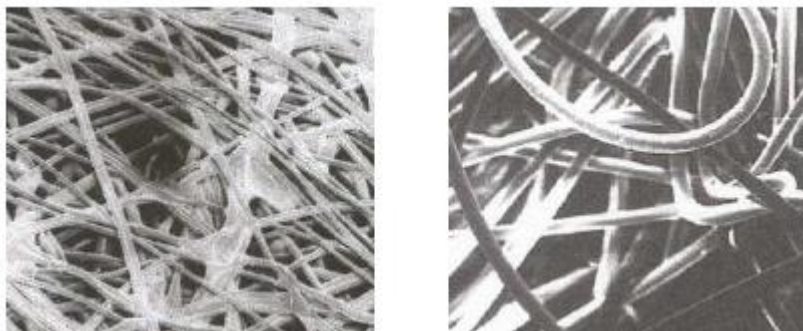


Figura 3.4. - Exemplo de geotêxteis não tecidos: a) geotêxtil não tecido termossoldado; b) geotêxtil não tecido agulhado (PAULA, 2012).

3.3.1.3. Tricotados

Os geotêxteis tricotados, representados na figura 3.5, são pouco utilizados devido à sua elevada deformabilidade quando são submetido a cargas. O seu processo de fabrico consiste em entrelaçar fios, formando assim uma estrutura plana.

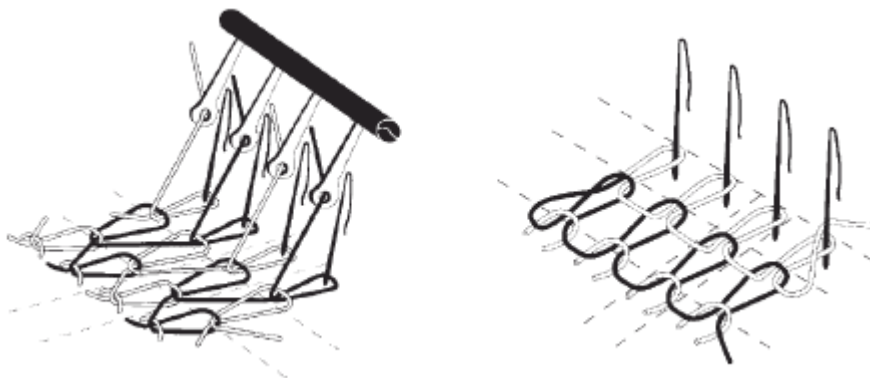


Figura 3.5. - Estruturas típicas de geotêxteis tricotados (CARNEIRO, 2009).

3.3.2. GEOGRELHAS

As geogrelhas consistem numa malha aberta e tendo como função predominante a de reforço. Este geossintético oferece confinamento, uma vez que permite uma eficaz interação com o solo.

Possuem elementos resistentes à tração, podendo ser uniaxiais, quando a resistência à tração é mais elevada numa direção, e biaxiais, quando a resistência à tração é semelhante nas duas direções principais (de fabrico e perpendicular à de fabrico). Em função do processo de fabrico, as geogrelhas podem ser extrudidas, soldadas ou tecidas.

De acordo com LOPES e LOPES (2010), no fabrico de geogrelhas extrudidas são realizados três processos. Inicialmente uma folha de plástico é perfurada de uma forma regular recorrendo a uma máquina. O segundo processo consiste em aquecer e estirar a folha de plástico, levando ao aumento da resistência à tração e rigidez da grelha na respetiva direção de fabrico. Depois de concluído este segundo processo, estamos perante uma geogrelha extrudida uniaxial. O terceiro processo pode ou não existir, que consiste no estiramento e aquecimento da folha na direção transversal. Caso exista este último processo, o produto obtido é chamado de geogrelha extrudida biaxial, tendo uma maior resistência à tração nas duas direções. Na figura 3.6 são ilustradas estruturas típicas de geogrelhas uniaxiais e biaxiais.

As geogrelhas tecidas são obtidas recorrendo a equipamento da indústria têxtil, tendo como objetivo a união de fibras de forma a obter barras longitudinais e transversais separadas por aberturas, sendo posteriormente estas barras unidas por tricotagem ou entrelaçagem. De seguida, a estrutura é revestida com o objetivo de lhe garantir estabilidade dimensional e protege-la durante o processo de instalação em obra.

Utilizando processos que utilizam ligações térmicas, são produzidas as geogrelhas com ligação térmica. A ligação entre barras de geogrelhas é realizada por fusão dos pontos de cruzamento das barras.

Mais recentemente surgiram as geogrelhas a laser, que são fabricadas recorrendo a barras cujas uniões são realizadas por fusão a laser. Estas barras possuem maior rigidez do que as utilizadas no fabrico de geogrelhas tecidas e com ligação térmica.

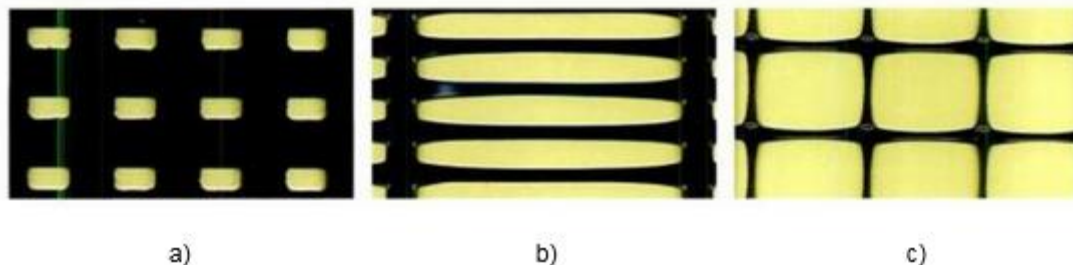


Figura 3.6. - Geogrelha extrudidas: a) folha plástica perfurada, b) geogrelha uniaxial e c) geogrelha biaxial (LOPES e LOPES, 2010).

Relativamente à sua utilização em estradas não pavimentadas, tendo em conta a sua estrutura aberta, as geogrelhas podem-se integrar com o agregado, desde que se verifique uma relação apropriada entre o tamanho da abertura da grelha e o tamanho das partículas do solo granular. A eficiência desta integração depende de vários fatores: forma da abertura da geogrelha, forma e rigidez das barras da geogrelha, rigidez e integridade das junções entre as barras. Na figura 3.7 é apresentado o imbricamento típico entre a geogrelha e o agregado.

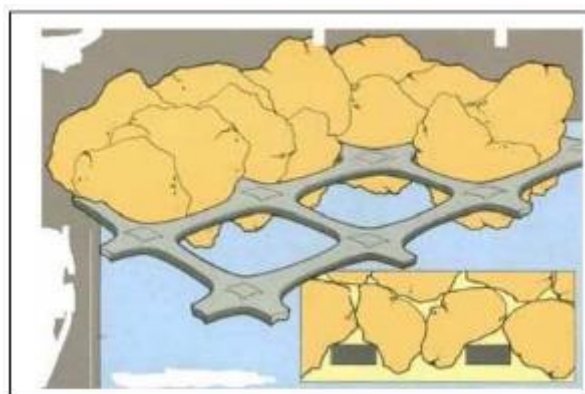


Figura 3.7. - Representação do efeito de imbricamento entre a geogrelha e o agregado (CORPORATION, 2008).

3.4. FUNÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS

Os geossintéticos podem desempenhar várias funções, desde que estes cumpram os requisitos referentes às suas características para poderem exercer essas funções. De acordo com a Comissão Europeia de Normalização (CEN), na norma NP EN ISO 10318:2005 – “Geossintéticos termos e definições”, são tidas em conta 7 funções: drenagem, filtragem, proteção, reforço, separação, controlo de erosão superficial e barreira de fluidos. Numa determinada aplicação, o geossintético pode desempenhar mais do que uma função. De seguida serão apenas abordadas as funções correspondentes aos principais geossintéticos empregues em estradas não pavimentadas, sendo estas representadas na figura 3.8.

3.4.1. SEPARAÇÃO

O geossintético tem como função a separação entre camadas de granulometrias distintas, funcionando como uma barreira sintética flexível, evitando a sua mistura ou interpenetração. No caso de pavimentos rodoviários, permite preservar a integridade do pavimento e a espessura da camada ao evitar a contaminação da camada granular com finos derivados da fundação. Tal fenómeno acontece uma vez que as tensões transmitidas pelas rodas à camada granular prejudicam a capacidade de drenagem do solo granular. Caso ocorra migração de partículas do solo granular para a fundação, ocorrerá a perda de capacidade resistente desta.

De acordo com GIROUD (2009), as geogrelhas desempenham a função de reforço podendo adicionalmente exercer, mas em menor nível, a função de separação através da ação individual de cada abertura e da ação global resultante desta continuidade:

- Uma geogrelha com tamanho de abertura adequado evita a perda de partículas do agregado para a fundação;
- A geogrelha que mantém o agregado agrupado reduz a oportunidade de intrusão no agregado de partículas finas provenientes da fundação

No entanto, caso ocorra migração de partículas finas da fundação para o agregado, a eficiência da interação geogrelha-agregado será afetada. O desempenho das estradas será prejudicado dado que esta interação é o principal mecanismo de melhoramento na estabilização da estrutura.

3.4.2. FILTRAGEM

O geossintético funcionando como filtro, permite reter partículas de solo no que diz respeito ao fluxo perpendicular ao plano do geossintético. Os geossintéticos devem ter uma estrutura suficientemente aberta para permitir a passagem dos fluidos mas, ao mesmo tempo, suficientemente fechada para impedir a passagem dos solos.

No caso de pavimentos rodoviários, a capacidade de filtragem permite filtrar as partículas da fundação durante a passagem da água da fundação para a camada de agregado. O fluxo de água é induzido pela geração de excesso de pressão de água na fundação resultante das cargas cíclicas, ocorrendo apenas para fundações saturadas ou muito próximas da saturação. A necessidade desta função depende da quantidade de finos na fundação e na camada de agregado e dos limites de plasticidade da fundação.

3.4.3. REFORÇO

O geossintético atua de forma a promover melhores propriedades resistentes e de deformabilidade no maciço onde se insere. Segundo o autor CARNEIRO (2009), os geossintéticos exercem função de reforço essencialmente em duas situações: (1) quando são colocados entre duas camadas sujeitas a pressões diferentes e a sua tensão equilibra a diferença de pressão entre essas camadas, conduzindo ao reforço global; (2) quando são colocados no interior de maciços para suportar tensões de tracção, aumentando a capacidade global da estrutura para resistir a esforços deste tipo. Esta função requer que os geossintéticos possuam propriedades mecânicas adequadas (tanto no momento da instalação, como ao longo do tempo).

As estradas não pavimentadas que exibem fundações com baixa capacidade de suporte apresentam normalmente dificuldade para resistir as tensões horizontais induzidas pelo tráfego. Nesse caso, a presença do reforço aumenta o confinamento lateral, melhorando o desempenho da estrada.

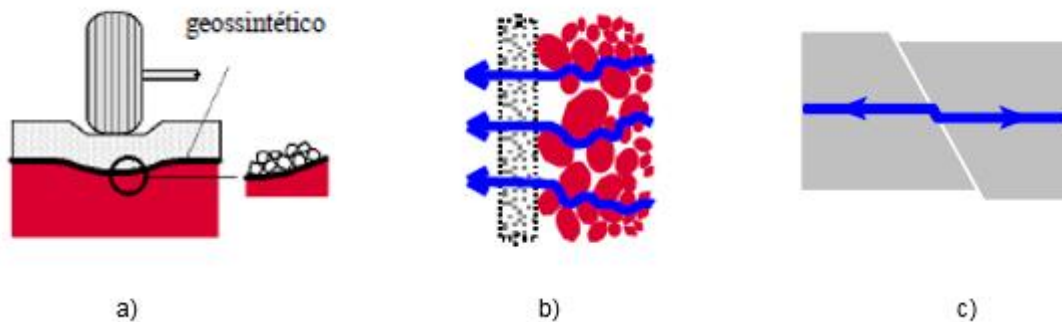


Figura 3.8. - Funções desempenhadas pelos principais tipos de geossintéticos utilizados no reforço de estradas não pavimentadas: a) Separação, b) Filtragem c) Reforço (IGS-PORTUGAL, 2016).

3.5. MECANISMOS DE REFORÇO DE SOLOS COM GEOSSINTÉTICOS

3.5.1. CONCEITO DE SOLO REFORÇADO

Numa dada aplicação, os geossintéticos podem desempenhar uma ou mais funções em simultâneo. No caso da sua aplicação no reforço de solos, a função que assume maior importância é o reforço. Nestes casos, o estudo da interação entre solos-geossintético é de grande importância.

Segundo PALMEIRA (1987) reforçar um solo por meio de inclusões consiste em posicioná-las em determinadas regiões do solo de forma a causar uma redistribuição favorável de tensões e deformações. A inclusão causa um aumento na resistência do material e uma diminuição na sua compressibilidade. Maiores cargas poderão ser aplicadas em estruturas com solo reforçado do que no caso não reforçado. A figura 3.9 representa o princípio básico do comportamento do solo reforçado:

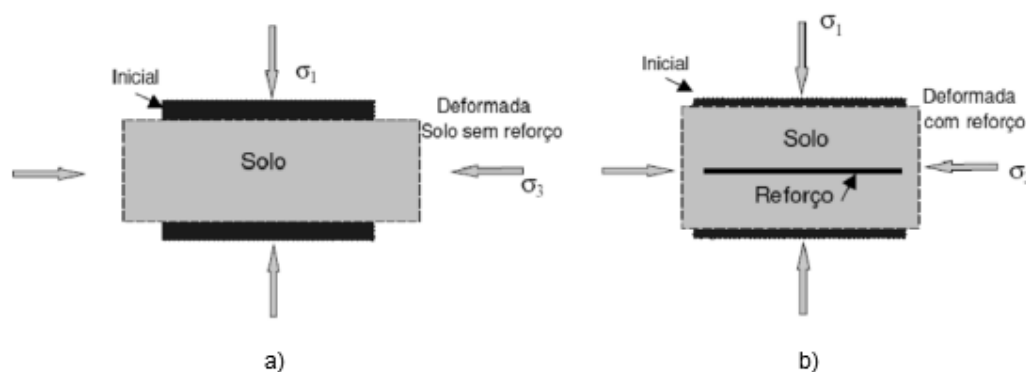


Figura 3.9. - Influência da presença de reforço: (a) elemento de solo sem reforço; (b) elemento de solo com reforço (SIEIRA, 2003).

Os solos são caracterizados pela sua elevada resistência a esforços de compressão e baixa (ou nula) resistência a esforços de tração. A aplicação de uma carga vertical gera deformações verticais de compressão e deformações laterais de extensão. Ao reforçar o solo, os deslocamentos laterais serão controlados pelo reforço devido à sua reduzida deformabilidade. São gerados esforços de tração no reforço e tensões de corte na interface resultantes do movimento do solo em relação ao reforço. Estas tensões de corte são absorvidas pelo reforço, levando a uma redistribuição de tensões no solo.

O uso do reforço mostra-se eficiente quando este é posicionado em regiões que apresentam deformações devido aos esforços de tração e quando orientado na direção principal destas deformações. A orientação das deformações principais de tração, por sua vez, depende da geometria, técnica de construção e tipo de carregamento sobre a estrutura (PALMEIRA, 1987).

De acordo com a análise de SIEIRA (2003), recorrendo aos ensaios triaxiais levados a cabo por BROMS (1977), é possível observar o efeito da utilização de geotêxteis como reforço. Os ensaios foram executados em areia uniforme, sob um nível de confinamento de 21 kPa. Foram utilizados 4 provetes, um deles sem reforço, e os restantes com 2, 3 ou 4 camadas de reforço. De acordo com os resultados, representados na figura 3.10, foi possível concluir que a utilização de reforço de solo colocado nas extremidades não contribui para o melhoramento do desempenho do solo, uma vez que este não é solicitado à tração. Nos provetes onde são colocados geotêxteis ao longo deste registam-se ganhos de resistência. Tal é explicado pelo facto do geossintético interceptar os planos potenciais de rotura o que leva a um aumento da tensão de corte.

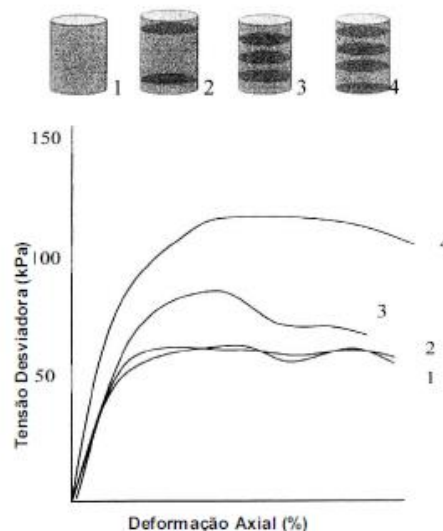


Figura 3.10. - Resultados dos ensaios triaxiais reforçados realizados por BROMS (1977) numa areia uniforme com tensão de confinamento de 21kPa (SIEIRA, 2003).

Os mecanismos que governam o desempenho de estradas não pavimentadas são complexos por dois motivos. Primeiro, a estrutura rodoviária é altamente heterogênea: os dois materiais (granular na camada superior e coesiva na camada inferior) comportam-se de maneira diferente, tornando os mecanismos complexos. Segundo, a estrutura da estrada é modificada progressivamente devido às cargas cíclicas resultantes do tráfego. Se a estrutura das estradas não se modificasse progressivamente pelo tráfego, o comportamento desta seria simples: ou a estrada iria colapsar após a passagem de um veículo ou nunca iria colapsar. Com a introdução do geossintético, a estrada torna-se ainda mais heterogênea e os

mecanismos tornam-se ainda mais complexos. É então importante identificar claramente os mecanismos, com o objetivo de perceber o comportamento das estradas quando reforçadas.

Vários estudos (GIROUD e NOIRAY, 1981; GIROUD et al., 1985; PERKINS e ISMEIK, 1997) relacionados com o reforço de estradas utilizando geossintéticos identificaram três mecanismos de reforço: restrição lateral, o aumento da capacidade de carga e o efeito membrana. Estes três mecanismos foram originalmente baseados na observação e análise sob carga estática.

3.5.2. RESTRIÇÃO LATERAL

Um dos mecanismos associados à função de reforço em pavimentos flexíveis é a restrição lateral. Quando uma camada de agregado é sujeita a cargas cíclicas resultantes do tráfego, o agregado tende a mover-se lateralmente a não ser que seja impedido pelo geossintético ou pela fundação uma vez que este material funciona também como uma força de corte resistente entre as interfaces. A interação entre a base do agregado e o geossintético permite a transferência da força de corte da base do agregado para o geossintético, colocando-o tracionado. Deste modo, o geossintético funcionará como barreira aos movimentos laterais possibilitando que o pavimento obtenha resistência a estas forças. Assim, a resistência à tração do geossintético limita as deformações laterais na base do agregado. Este mecanismo proporciona um efeito de confinamento no agregado, o que resulta no aumento da resistência ao corte desta camada. É de notar que toda a constituição do geossintético será importante nesta fase, uma vez que a abertura da rede e os materiais constituintes irão contribuir na íntegra para a resistência lateral do geossintético (ZORNBERG, 2013).

3.5.3. AUMENTO DA CAPACIDADE DE CARGA

Para além do mecanismo explicitado anteriormente, o geossintético também proporciona um aumento da capacidade de suporte do solo onde este é aplicado, uma vez que atua como superfície de rotura alternativa. Ora, esta nova superfície, irá garantir uma capacidade de suporte superior a partir da diminuição da tensão de corte que é aplicada sobre o pavimento (ZORNBERG, 2013).

3.5.4. EFEITO DE MEMBRANA TRACIONADA

O reforço desenvolve uma componente vertical sendo esta a reação à carga aplicada pelos veículos. O efeito de membrana tracionada é induzido por deformações verticais, o que resulta na obtenção da forma côncava no geossintético. A tensão que é desenvolvida no geossintético contribui para suportar a carga da roda e reduz as tensões verticais na fundação. No entanto, este mecanismo apenas se desenvolve para elevadas deformações (ou seja, para sulcos de profundidades significativas) (ZORNBERG, 2013).

Na figura 3.11 são representados os mecanismos de reforço referidos anteriormente pela colocação de geossintético.

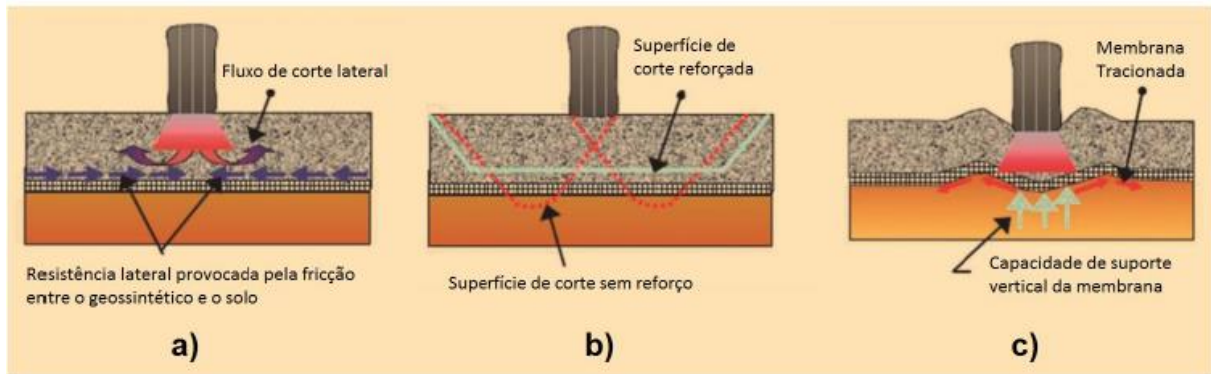


Figura 3.11. - Mecanismos provocados pelo geossintético de reforço: a) Resistência lateral; b) Aumento da capacidade de suporte; e c) Efeito de membrana tracionada (adaptado de ZORNBERG, 2013).

3.6. VANTAGENS NA UTILIZAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

Os geossintéticos têm sido usados ao longo do tempo para estabilização de fundações e reforço da camada de agregado na construção de estruturas não pavimentadas. Sendo colocados entre a fundação e o agregado ou na parte interna da camada de agregado, os geossintéticos melhoram o desempenho das estradas não pavimentadas que estão sujeitas a tráfego canalizado ou a um tráfego aleatório. O melhoramento do desempenho consiste no aumento do volume de tráfego que uma dada espessura de agregado pode suportar, na diminuição da espessura de agregado requerida para suportar um determinado volume de tráfego ou na combinação das duas situações anteriores. Outras vantagens na utilização de geossintéticos é a possível utilização de agregado de baixa qualidade (GIROUD e HAN, 2004).

A utilização de geossintéticos como elemento de reforço é particularmente atrativo em áreas onde a qualidade da fonte de cascalho é pobre, em áreas urbanas cujos recursos são escassos ou em áreas ambientalmente sensíveis que não permitem a exploração de jazidas de cascalhos (LENG, 2002).

De acordo com GIROUD e HAN (2004), são várias as vantagens na utilização de geossintéticos na camada de agregado:

- Prevenção do movimento lateral do agregado que resulta em sulcos com profundidades reduzidas;
- Aumento da rigidez do agregado, reduzindo as extensões verticais dentro desta camada;
- Melhoramento da rigidez à flexão do agregado, reduzindo a tensão máxima vertical na fundação;
- Redução da tensão de corte transmitida do agregado para a fundação, o que resulta no aumento da capacidade de carga da fundação;
- O efeito da membrana tracionada suporta diretamente a carga do tráfego quando são desenvolvidos sulcos significativos;
- Prevenção de fissuras na base do agregado evitando desta forma a contaminação do material de agregado com o da fundação;
- Prevenção da perda de material de agregado na fundação;
- Melhoria da distribuição da carga.

Dado que o papel do agregado é distribuir a carga resultante dos veículos, se esta camada for suficientemente espessa e rígida, a tensão máxima vertical aplicada na fundação é menor do que a necessária para causar deformações excessivas na fundação. A carga total aplicada na fundação é a mesma carga que é aplicada pelo veículo (somando o peso da camada de agregado). No entanto, graças à distribuição da carga pelo agregado, esta é aplicada ao longo de uma área maior, o que reduz a máxima tensão vertical na fundação. Na figura 3.12 é apresentada a distribuição de tensões na camada de leito de pavimento de um pavimento.

De um ponto de vista mecânico, a camada de agregado e a fundação constituem duas camadas. Como é conhecido da Teoria da Elasticidade, num sistema com duas camadas, a distribuição das tensões na camada inferior depende do módulo de elasticidade das duas camadas. Assim, para um maior módulo de elasticidade da camada granular, a tensão máxima vertical na fundação reduz drasticamente. Este aumento do módulo de elasticidade poderá ser alcançado ao adicionar rigidez à tração na camada de agregado, ou seja, colocando um geossintético na base da camada de agregado. Numa camada granular a sua rigidez é aumentada pela redução de extensão. Assim sendo, o aumento da rigidez à tração está ligado ao mecanismo de reforço explicado anteriormente- restrição lateral.

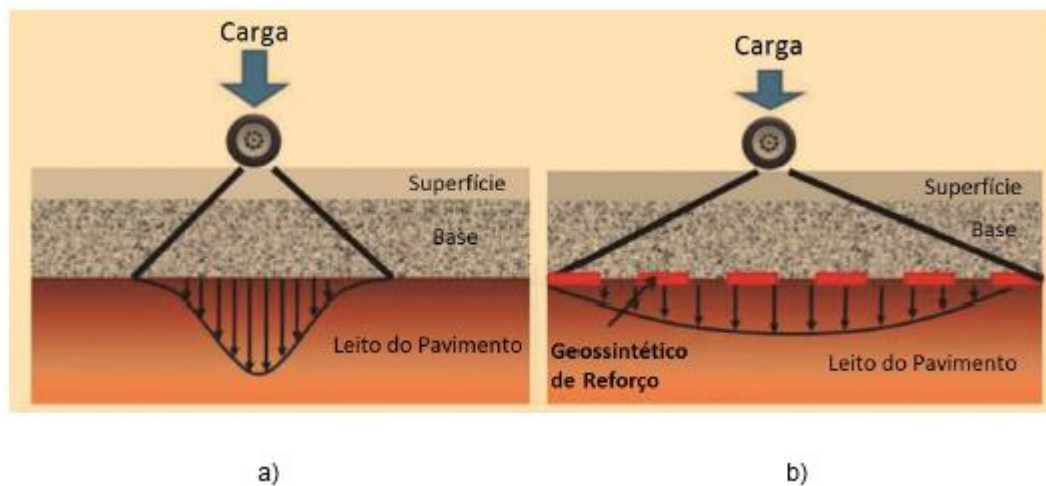


Figura 3.12. - Distribuição de tensões na camada de leito do pavimento para um pavimento flexível: a) sem geossintético de reforço; e b) com geossintético de reforço (adaptado de ZORNBERG, 2013).

Relativamente à fundação, a utilização de geossintéticos previne zonas de rotura localizadas. Quando as tensões verticais excederem o limite elástico do solo, algumas roturas de extensão limitadas ou localizadas poderão ocorrer. Encontrando-se a fundação sobre cargas cíclicas, a extensão das zonas de rotura aumentam, deteriorando o agregado. As pressões verticais aumentam e desenvolvem se sulcos. Ao ser atingido o limite plástico ou a capacidade de carga última, é desenvolvida a completa rotura. Desta forma, a inclusão do reforço na interface entre as camadas de aterro e subleito evita o desenvolvimento dessas zonas de rotura localizadas e permite à fundação responder de forma elástica, mesmo suportando tensões próximas do limite plástico. Tal é explicado pelo facto das deformações da fundação estarem limitadas e o geossintético fornecer confinamento a esta camada.

4

MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS

4.1. INTRODUÇÃO

O mau desempenho de estradas não pavimentadas construídas sobre materiais com capacidade de carga insuficiente pode ser solucionado com o aumento da espessura da camada de agregado ou pela utilização de geossintéticos de reforço. A colocação de um geossintético como elemento de reforço na base do agregado permite aumentar a capacidade de carga, diminuir as deformações do pavimento e diminuir a espessura de agregado necessária, quando comparado com a situação em que não é colocado geossintético, tal como se observa na figura 4.1. Esta técnica de reforço oferece boas condições de fundação do pavimento, permitindo uma adequada compactação da camada de agregado e condições de traficabilidade adequadas. De salientar que esta solução é particularmente vantajosa em regiões onde escasseiam materiais com características mecânicas satisfatórias para aplicação como base e sub-base de pavimentos.

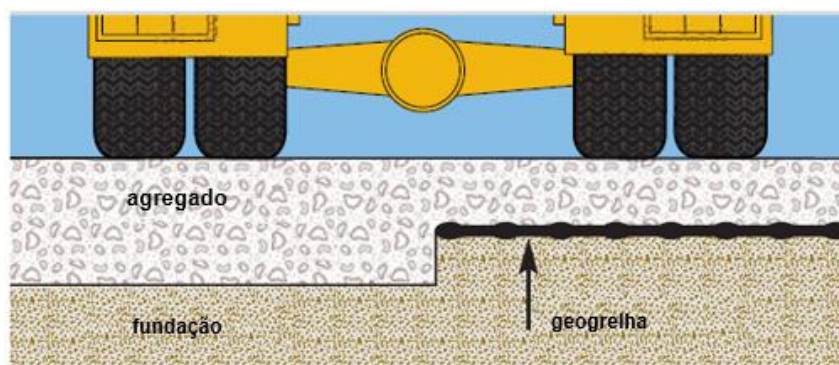


Figura 4.1. - Redução da espessura de agregado resultante da colocação de geossintético de reforço (adaptado de CORPORATION, 2008).

Os métodos correntes de dimensionamento de vias não pavimentadas são geralmente baseados em métodos analíticos que se baseiam em determinadas simplificações e, portanto, nem sempre refletem com acurácia os mecanismos de reforço, como por exemplo, admitem um carregamento estático ou não têm em conta a resistência do material de aterro (GARCEZ, 1999).

Segundo GIROUD et al. (1985) não é recomendável aplicar os métodos de dimensionamento desenvolvidos para estradas não pavimentadas a estradas pavimentadas. Tal é explicado pelo facto de serem admissíveis em estradas não pavimentadas grandes deformações enquanto nas estradas pavimentadas apenas são aceites reduzidas deformações.

Neste capítulo apresentam-se alguns dos métodos de dimensionamento deste tipo de infraestruturas.

4.2. MÉTODO DE GIROUD E NOIRAY (1981)

4.2.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO

O método proposto por GIROUD e NOIRAY (1981) foi um dos primeiros métodos analíticos a ser proposto para o dimensionamento de estradas não pavimentadas, onde o comportamento do reforço é tratado de forma racional. Apesar de se basear em suposições que simplificam em demasia o comportamento da via, este método tem sido um sucesso uma vez que estimulou o interesse na criação de novos métodos de dimensionamento (BURD, 1986).

GIROUD e NOIRAY (1981) desenvolveram um método de dimensionamento de estradas não pavimentadas que permite obter a espessura de agregado necessária com ou sem colocação de geotêxtil e, no caso reforçado, permite aferir qual o geotêxtil mais adequado através de uma análise comparativa entre as características do reforço e a respetiva redução da espessura de agregado.

A determinação da espessura da camada de agregado com colocação de geotêxtil considerando o efeito do tráfego é feita através da comparação entre uma análise estática, realizada com e sem a presença do reforço e uma análise dinâmica sem ser considerada a colocação de reforço. O ganho final na espessura da camada de agregado deve-se ao facto do geossintético substituir parte da espessura de agregado necessária para a dissipação da carga aplicada.

O método introduz o conceito de efeito de membrana tracionada, o que admite a formação de sulcos pronunciados.

A introdução do elemento de reforço permite aumentar o volume de tráfego para uma dada espessura de agregado já definida ou, para um determinado tráfego já delimitado, diminuir a espessura da camada de agregado necessária.

Este método é aplicado a fundações constituídas por materiais coesivos sujeitas a tráfego leve a médio (1-10.000 passagens de eixo padrão durante a vida útil da estrada).

O método baseia-se nas seguintes suposições:

- A fundação é composta de um material homogéneo, saturado, constituído por material fino e de baixa permeabilidade. Com a aplicação das cargas induzidas pelo tráfego, o solo comporta-se em regime não drenado cuja resistência ao corte é constante sendo igual à sua resistência não drenada c_u ;
- A fundação admite uma espessura mínima, H_{min} , suficiente para o desenvolvimento de uma zona plástica de rotura;
- A área de contacto entre os pneus e a superfície do agregado é substituída por uma área retangular;
- Considera-se uma distribuição trapezoidal da carga no agregado, assumindo um ângulo de distribuição de carga (α);

- O índice *California Bearing Ratio* (CBR) do agregado deve ser superior a 80 de modo a possibilitar uma boa distribuição da carga aplicada na superfície do agregado;
- O geotêxtil apresenta rugosidade suficiente para evitar o escorregamento do agregado ao longo da sua superfície.
- Assume-se que as rodas do eixo passam ao longo da estrada de tal forma que todas as secções transversais da estrada recebem o mesmo carregamento e deformam da mesma maneira. Desta forma, é apenas avaliado o risco de rotura da fundação e do geossintético, não considerando o risco de rotura do agregado.

A secção transversal da estrada não pavimentada é representada na figura 4.2., onde h_0 corresponde à espessura do agregado quando não é utilizado geotêxtil, h é espessura do agregado com utilização de geotêxtil e Δh é igual a $h_0 - h$ que corresponde à redução da espessura de agregado resultante da utilização de geotêxtil.

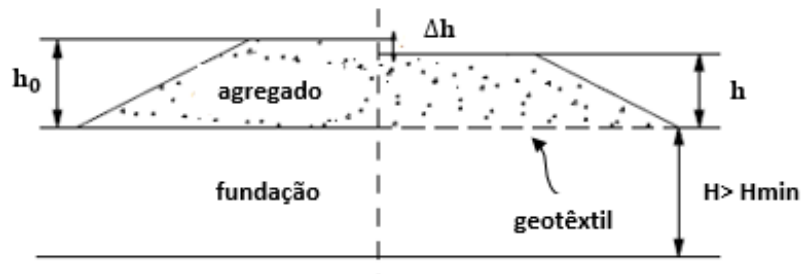


Figura 4.2. - Geometria da estrada não pavimentada com e sem geotêxtil (adaptado de GIROUD e NOIRAY, 1981).

4.2.2. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE CÁLCULO

Este método considera como eixo padrão o eixo simples de rodas duplas, uma vez que são os mais comuns nos camiões que utilizam as estradas não pavimentadas. Considera-se que a carga do eixo (P) é distribuída pelas quatro rodas, sendo obtida pela seguinte expressão:

$$P = 4A_c p_c \quad (1)$$

onde P é a carga do eixo (N), A_c é a área de contacto de um pneu (m^2) e p_c é a pressão de enchimento dos pneus (Pa).

Dado que o solo entre os pneus das rodas duplas é mecanicamente associado a estes pneus e como nenhuma rotura da camada de agregado e da fundação pode ocorrer entre os pneus, a área de contacto em cada extremidade do eixo, $2A_c$, é simplifcadamente considerada retangular, tal como se observa na figura 4.3.

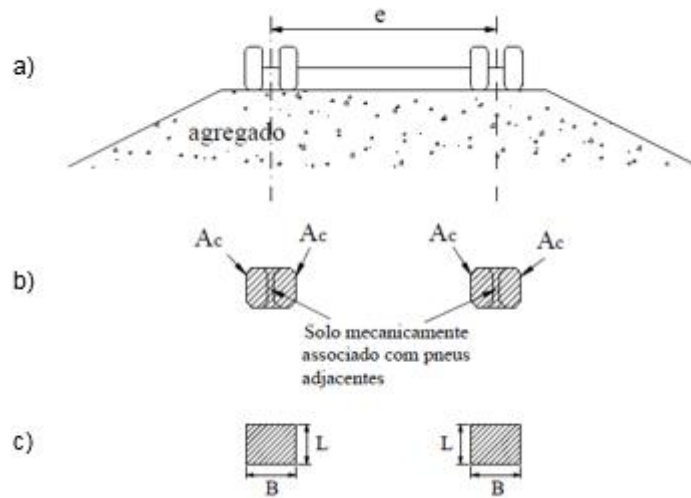


Figura 4.3. - Geometria do eixo padrão e definição da área de contacto: a) geometria do eixo padrão; b) área de contacto entre os pneus e o agregado; e c) área de contacto equivalente adoptada (adaptado de GIROUD e NOIRAY, 1981).

Para calcular a área de contacto equivalente em cada extremidade do eixo é proposta a seguinte expressão:

$$B \times L = 2 A_c \sqrt{2} \quad (2)$$

onde L e B correspondem respetivamente ao comprimento e largura da área de contacto equivalente entre o pneu e a camada de agregado (m).

Sendo considerada uma pressão de contacto equivalente, p_{ec} , uniformemente distribuída na área de contacto retangular, a equação seguinte permite relacionar a pressão de contacto equivalente com a carga do eixo:

$$P = 2L B p_{ec} \quad (3)$$

A relação entre a pressão de contacto equivalente, p_{ec} , e a pressão de enchimento dos pneus, p_c , é deduzida através das expressões 1, 2 e 3:

$$p_{ec} = \frac{p_c}{\sqrt{2}} \quad (4)$$

Através de expressões simples, o método permite calcular para diferentes tipos de camiões a área de contacto equivalente entre os pneus e a camada de agregado.

Para camiões de obra:

$$L = \frac{B}{2} \quad (5)$$

$$B = \sqrt{\frac{P\sqrt{2}}{p_c}} \quad (6)$$

Para camiões correntes:

$$L = \frac{B}{\sqrt{2}} \quad (7)$$

$$B = \sqrt{\frac{P}{p_c}} \quad (8)$$

O valor da resistência ao corte da fundação é caracterizado pela resistência não drenada, c_u , podendo esta ser calculada em laboratório através de ensaios triaxiais ou *in situ* recorrendo ao ensaio de corte rotativo. O valor da resistência não drenada pode também ser correlacionado com o valor da resistência de ponta resultante do ensaio com o cone-penetrómetro holandês ou com o índice CBR da fundação, tal como é demonstrado nas equações seguintes:

$$c_u = \frac{q_c}{10} \quad (9)$$

onde q_c corresponde à resistência do cone (em Pa);

$$c_u = 30\,000 \text{ CBR} \quad (10)$$

onde CBR é o índice CBR da fundação.

O mecanismo de distribuição de carga adotado no método de GIROUD e NOIRAY (1981) considera que a carga aplicada na superfície do agregado é uniformemente distribuída, verificando-se a sua dispersão ao longo da espessura de agregado segundo um ângulo de distribuição de carga. O respectivo mecanismo de distribuição de carga encontra-se representado na figura 4.4.

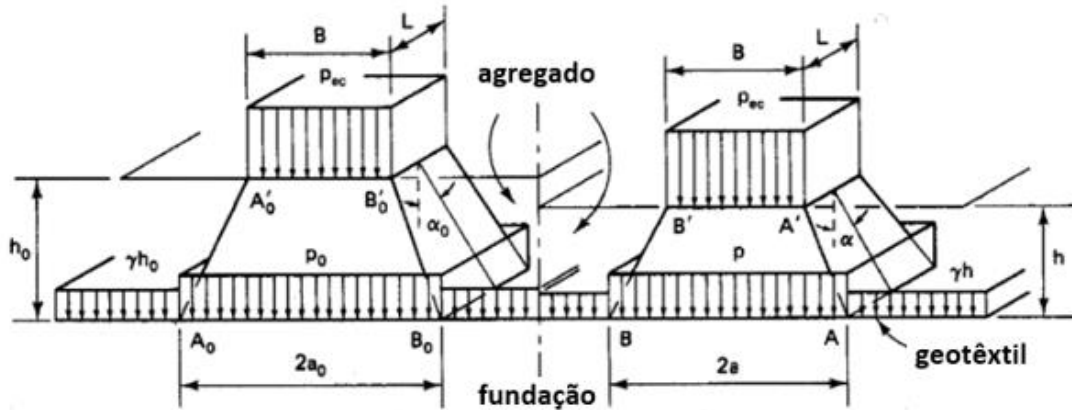


Figura 4.4. - Representação do mecanismo de distribuição de carga (adaptado de GIROUD e NOIRAY, 1981).

As expressões 11 e 12 relacionam a pressão de contacto equivalente atuante na superfície do agregado, p_{ec} , com a pressão atuante na base do agregado, tendo em consideração a não colocação ou a colocação de geotêxtil, respetivamente:

$$p_{ec}LB = (B + 2h_0 \operatorname{tg} \alpha_0)(L + 2h_0 \operatorname{tg} \alpha_0)(p_0 - \gamma h_0) \quad (11)$$

$$p_{ec}LB = (B + 2h \operatorname{tg} \alpha)(L + 2h \operatorname{tg} \alpha)(p - \gamma h) \quad (12)$$

onde γ é o peso volúmico do agregado (em N/m^3), p_0 corresponde à pressão na base do agregado quando não é utilizado geotêxtil (em Pa), p representa a pressão na base do agregado quando é utilizado geotêxtil (em Pa), α é o ângulo de distribuição de carga quando é utilizado geotêxtil (em $^\circ$) e α_0 corresponde ao ângulo de distribuição de carga quando não é utilizado geotêxtil (em $^\circ$).

Relacionando as expressões 3, 11 e 12 obtêm-se as seguintes expressões que permitem obter o valor da pressão vertical atuante na base do agregado tendo em consideração a não utilização ou utilização de geotêxtil, respetivamente:

$$p_0 = \frac{P}{2(B + 2h_0 \operatorname{tg} \alpha_0)(L + 2h_0 \operatorname{tg} \alpha_0)} + \gamma h_0 \quad (13)$$

$$p = \frac{P}{2(B + 2h \operatorname{tg} \alpha)(L + 2h \operatorname{tg} \alpha)} + \gamma h \quad (14)$$

Para a determinação do valor do ângulo de distribuição de carga a adotar, GIROUD e NOIRAY (1981) consideraram duas metodologias que resultaram em valores semelhantes:

- Recorrendo a aproximações experimentais que consideram a forma da deformada da camada de agregado, foram obtidos valores para tangente de α entre 0,5 e 0,7;
- Utilizando uma aproximação teórica, assume-se que $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ uma vez que corresponde ao valor clássico da inclinação dos planos de rotura, obtendo desta forma valores de tangente de α entre 0,47 e 0,64 para valores de ângulo de atrito do agregado (ϕ) entre 25° e 45°.

Cálculos preliminares mostraram que os valores do ângulo de distribuição de carga não influenciam significativamente a espessura de agregado desde que os valores de $\tan \alpha$ estejam entre 0,5 e 0,7. Desta forma, foi assumido que $\tan \alpha = \tan \alpha_0 = 0,6$, sendo desprezado o aumento do ângulo de distribuição proporcionado pelo elemento de reforço.

Para estimar a capacidade de carga da fundação GIROUD e NOIRAY (1981) utilizaram as teorias da elasticidade e da plasticidade. As expressões 15 e 16 permitem calcular a capacidade de carga da fundação para o caso não reforçado e reforçado, respetivamente.

$$q_e = (\pi)c_u + q_{lat} \quad (15)$$

$$q_{ult} = (\pi + 2)c_u + q_{lat} \quad (16)$$

sendo q_e a capacidade de carga em regime elástico da fundação (em Pa), q_{ult} a capacidade de carga última da fundação (em Pa), c_u a resistência não drenada do solo de fundação (em Pa) e q_{lat} o carregamento lateral resultante do peso do agregado, podendo ser substituído por γh_0 (na equação 15) ou γh (na equação 16).

4.2.2.1. Análise estática

Quando não é utilizado geossintético como elemento de reforço, o valor da pressão atuante na base do agregado (p_0) não pode ser superior à capacidade de carga da fundação em regime elástico. Se tal condição não for verificada, ocorrerão grandes deformações e o colapso total da estrada dar-se-á após a passagem de um reduzido número de eixos padrão. Desta forma, o valor da pressão atuante na base do agregado encontra-se limitado superiormente pelo valor da capacidade de carga em regime elástico da fundação, isto é:

$$p_0 = (\pi)c_u + \gamma h_0 \quad (17)$$

Relacionando as equações 13 e 17, torna-se possível calcular a espessura de agregado necessária quando não se utiliza geossintético de reforço (h_0), utilizando uma análise estática que considera um tráfego leve (1 a 20 passagens de eixo padrão):

$$c_u = \frac{P}{2\pi (B + 2h_0 \tan \alpha_0)(L + 2h_0 \tan \alpha_0)} \quad (18)$$

A análise estática para estradas não pavimentadas reforçadas com geotêxtil é baseada no conceito de efeito de membrana tracionada, o qual considera que devido à resistência à tração do geossintético, são gerados esforços cujas componentes verticais tendem a restringir a formação de sulcos, o que implica que o efeito do reforço atua somente onde são permitidas grandes deformações (LAGES, 2004).

Uma vez que a fundação é considerada incompressível, com a aplicação das cargas induzidas pelo tráfego o geotêxtil assume uma deformada que se assemelha a uma onda constituída aproximadamente por três parábolas, tal como se observa na figura 4.5. Como resultado da forma ondulada, a pressão exercida na face côncava é superior à pressão exercida na face convexa. Desta forma, entre as rodas (segmento BB representado na figura 4.5) e para além destas, a pressão aplicada pelo geotêxtil na fundação é superior à pressão aplicada pelo agregado no geotêxtil enquanto na área situada sob rodas (segmento AB representado na figura 4.5), a pressão aplicada pelo geotêxtil na fundação é menor do que a pressão aplicada pelas rodas juntamente com o agregado no geossintético. A inclusão de geotêxtil permite aumentar as tensões de confinamento na fundação na zona situada entre e para além das rodas e reduzir as tensões aplicadas pelas rodas do veículo na fundação.

Os pontos de deslocamentos verticais nulos (representados por A e B na figura 4.5) correspondem às extremidades da área carregada na base do agregado.

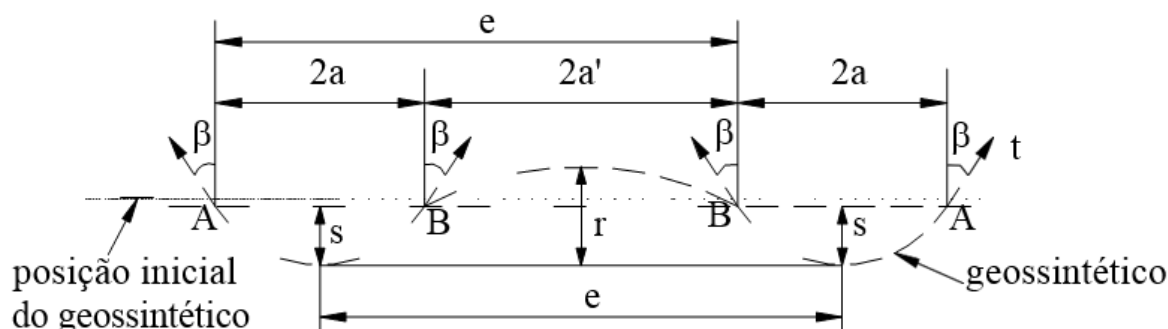


Figura 4.5. - Representação da deformada do geotêxtil (adaptado de GIROUD e NOIRAY, 1981).

Tendo em conta a redução das pressões conseguida pela colocação do geotêxtil (p_g), a pressão aplicada na fundação pelo segmento AB do geotêxtil representado na figura 4.5 (p^*) é obtida através de:

$$p^* = p - p_g \quad (19)$$

onde p é a pressão atuante na base do agregado obtida pela equação 14.

Uma vez que o efeito de confinamento da fundação resultante da utilização do geotêxtil permite manter as deflexões pequenas para todas as pressões aplicadas inferiores à capacidade de carga última, a pressão aplicada na fundação pelo segmento AB do geotêxtil representado na figura 4.5 (p^*) terá como limite superior a capacidade de carga última da fundação que é obtida pela expressão 16. Assim, o valor máximo de p^* é obtido pela seguinte equação:

$$p^* = (\pi + 2)c_u + \gamma h \quad (20)$$

Da geometria representada na figura 4.5 retiram-se as seguintes relações:

$$2a' = e - B - 2h \operatorname{tg} a \quad (21)$$

$$2a = B + 2h \operatorname{tg} a \quad (22)$$

onde a corresponde a metade da largura da corda da parábola situada sob as rodas (m), a' é metade da largura da corda da parábola entre as rodas (m), e corresponde à distância entre os pontos intermédios de cada extremidade do eixo (m) e h é a espessura de agregado necessária com utilização de geotêxtil de reforço de acordo com a análise estática (m).

Dois casos poderão ser observados no que diz respeito à largura das cordas das parábolas.

1º caso: quando $a' > a$, considera-se que metade do solo que sofre deslocamento descendente resultante da carga aplicada pelas rodas contribui para a elevação do solo situado entre as rodas, enquanto a outra metade do solo contribui para a elevação do solo situado para além das rodas. Assim, a flecha máxima da parábola situada sob as rodas é obtida pela equação:

$$s = \frac{ra'}{a + a'} \quad (23)$$

onde r representa a profundidade do sulco (em m).

Para este caso, a extensão do geotêxtil (ϵ) é calculada a partir da seguinte expressão:

$$\epsilon = \frac{b + b'}{a + a'} - 1 \quad (24)$$

onde b é metade do comprimento do arco da parábola situada sob as rodas e b' corresponde a metade do comprimento do arco da parábola situada entre as rodas.

2º caso: quando $a > a'$, é assumido que menos de metade do solo que sofre deslocamento descendente resultante da carga aplicada pelas rodas contribui para a elevação do solo situado entre as rodas. Para este caso, a flecha máxima da parábola situada sob as rodas é obtida através de:

$$s = \frac{2ra^2}{2a^2 + 3aa' - a'^2} \quad (25)$$

sendo o valor da extensão do geotêxtil (ϵ) dado a partir da expressão 26.

$$\varepsilon = \frac{b}{a} - 1 \quad (26)$$

As expressões seguintes resultam da relação entre um arco de parábola com a sua respetiva corda, e têm como objetivo calcular o valor de b e de b' .

$$\frac{b}{a} - 1 = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{2s}{a}\right)^2} + \frac{a}{2s} \ln \left(\frac{2s}{a} + \sqrt{1 + \left(\frac{2s}{a}\right)^2} \right) - 2 \right] \quad (27)$$

$$\frac{b'}{a'} - 1 = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{2(r-s)}{a'}\right)^2} + \frac{a'}{2(r-s)} \ln \left(\frac{2(r-s)}{a'} + \sqrt{1 + \left(\frac{2(r-s)}{a'}\right)^2} \right) - 2 \right] \quad (28)$$

A redução das pressões conseguida pela colocação do geotêxtil (p_g) é considerada uniformemente distribuída e aplicada ao longo do segmento AB representado na figura 4.5, sendo equivalente à componente vertical da tensão (representada por t na figura 4.5) a que o geotêxtil está submetido nos pontos A e B. Desta forma, tem-se que:

$$a \times p_g = t \cos \beta \quad (29)$$

onde t é a força de tração no geotêxtil e β representa o ângulo de inclinação da força de tração com a direção vertical.

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{a}{2s} \quad (30)$$

Tendo em conta que a força de tração (t) no geossintético é dada pela expressão 31, a relação entre as expressões 29, 30 e 31 permite obter o valor da redução da pressão conseguida pela colocação de reforço, sendo esta calculada pela expressão 32.

$$t = K \varepsilon \quad (31)$$

onde K representa o módulo de rigidez secante do geotêxtil (em N/m), a relação entre as equações 29, 30 e 31 permite obter o valor da redução da pressão conseguida pela colocação de reforço:

$$p_g = \frac{K \varepsilon}{a \sqrt{1 + \left(\frac{2s}{a}\right)^2}} \quad (32)$$

Relacionando as expressões 14, 20 e 32 torna-se possível obter a expressão 33 que permite determinar a espessura de agregado necessária quando é utilizado um geotêxtil de reforço. Uma vez que a sua formulação é baseada numa análise estática, a aplicação da expressão proposta por GIROUD e NOIRAY (1981) é apenas válida para casos de tráfego muito leve (1 a 20 passagens de eixos padrão).

$$(\pi + 2)c_u = \frac{P}{2(B + 2h \operatorname{tg} \alpha)(L + 2h \operatorname{tg} \alpha)} + \frac{K \varepsilon}{a \sqrt{1 + \left(\frac{2s}{a}\right)^2}} \quad (33)$$

GIROUD e NOIRAY (1981) apresentam ábacos de dimensionamento, tal como o representado na figura 4.6. que corresponde à representação dos valores de espessura de agregado obtidos utilizando a expressão 33 em função da resistência não drenada da fundação e do módulo de rigidez secante do geotêxtil, para um eixo padrão de 80 kN e para profundidade de sulcos de 0,3 m. Estes ábacos permitem obter o valor da espessura de agregado com grande facilidade, não sendo necessário recorrer às expressões apresentadas anteriormente.

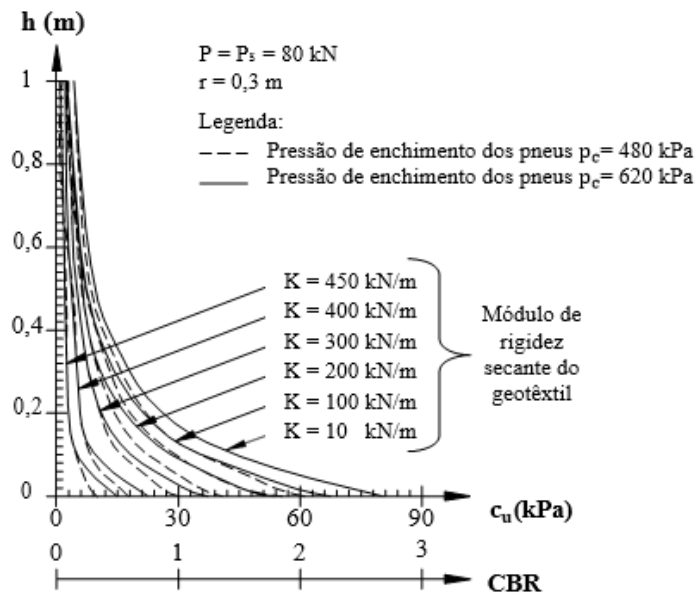


Figura 4.6. - Espessura do agregado (h) versus resistência não-drenada da fundação – análise estática para o reforço com geotêxtil (adaptado de GIROUD e NOIRAY, 1981).

4.2.2.2. Análise dinâmica

Para considerar o efeito do tráfego no cálculo da espessura da camada de agregado sem a inclusão do reforço (h'_0), GIROUD e NOIRAY (1981) sugerem a utilização da equação empírica obtida pelo estudo

realizado por *US Army Corps of Engineers* para uma profundidade de sulco de 0,075 m e um eixo padrão de 80 kN:

$$h'_0 = \frac{0.19 \log N_s}{(\text{CBR})^{0.63}} \quad (34)$$

onde h'_0 é a espessura de agregado sem utilização de geotêxtil de reforço para N_s passagens, N_s representa o número de passagens do eixo padrão (P_s) de 80 kN e CBR é o índice CBR da fundação.

De forma a estender a equação anterior a diferentes cargas de eixo, foi proposta por GIROUD e NOIRAY (1981) a seguinte equação:

$$\frac{N_s}{N_i} = \left(\frac{P_i}{P_s} \right)^{3.95} \quad (35)$$

onde N_i representa o número de passagens do eixo P_i e N_s o número de passagens do eixo padrão (P_s) de 80kN.

A expressão 34 poderá ser estendida para sulcos diferentes de 0,075m através da substituição de $\log N_s$ por $[\log N_s - 2.34 \times (r - 0.075)]$.

Relacionando as expressões 9, 34 e 35 e tendo em conta a substituição de N_s por $[\log N_s - 2.34 \times (r - 0.075)]$, é então apresentada a expressão 36 que permite determinar a espessura de agregado quando não é utilizado reforço, considerando o efeito do tráfego, para qualquer profundidade de sulco e carga de eixo. De salientar que esta expressão não deve ser utilizada para números de passagens de eixo padrão superiores a 10000.

$$h'_0 = \frac{119.24 \log N + 470.98 \log P - 279.01 r - 2283.34}{c_u^{0.63}} \quad (36)$$

Para determinar a espessura de agregado com utilização de geotêxtil e tendo em consideração o efeito do tráfego, é proposto o seguinte procedimento:

- cálculo da redução da espessura de agregado resultante da colocação do geotêxtil (Δh) recorrendo à análise estática:

$$\Delta h = h_0 - h \quad (37)$$

- determinação da espessura de agregado com colocação de geotêxtil considerando o efeito do tráfego usando a equação:

$$h' = h'_0 - \Delta h \quad (38)$$

Este procedimento considera que a redução da espessura de agregado resultante do uso do geotêxtil (Δh) no caso estático não se altera sob condições dinâmicas.

GIROUD e NOIRAY (1981) apresentam ábacos de dimensionamento para a determinação da espessura de agregado necessária tendo em conta a análise estática sem utilização de reforço e com utilização de reforço, apresentando também para o caso em que é considerado o efeito do tráfego sem utilização de reforço. No entanto, estes ábacos encontram-se limitados para eixos padrão de 80 kN, profundidades de sulcos de 0,075 m e 0,3m e pressão de enchimento de pneus de 480 kPa e 620 kPa.

MILLIGAN et al. (1989a) destacam como desvantagens do método de GIROUD e NOIRAY (1981) o facto de que a contribuição do efeito de membrana tracionada é geralmente pequena exceto para grandes profundidades de sulcos (que na maior parte dos casos são inaceitáveis). O efeito benéfico da colocação do geossintético é implícito na escolha arbitrária do fator da capacidade de carga ($2+\pi$) juntamente com a alteração do ângulo de distribuição de carga no agregado (novamente também arbitrado).

4.3. MÉTODO DE GIROUD ET AL. (1985)

4.3.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO

GIROUD et al. (1985) formularam um método de dimensionamento para estradas não pavimentadas reforçadas com geogrelhas que se baseia no método de GIROUD e NOIRAY (1981).

O agregado é assumido como tendo índice CBR superior a 80, a fundação é considerada como saturada, com baixa permeabilidade, comportando-se em condições não drenadas.

No estudo apresentado por GIROUD et al. (1985) foram considerados dois tipos de geogrelhas: geogrelha BX1100 (SS1) com rigidez à tração média de 300 kN/m e a geogrelha BX1200 (SS2) com rigidez à tração média de 500 kN/m.

Neste método é assumido que o ângulo de atrito da interface entre a geogrelha e o agregado é aproximadamente igual ao ângulo de atrito do agregado e considera-se a progressiva deterioração da fundação, que é expressa através do decréscimo da resistência não drenada à medida que o número de passagens de eixo padrão aumenta, e a progressiva deterioração do agregado.

4.3.2. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE CÁLCULO

O cálculo da área de contacto equivalente do pneu é efetuada de acordo com a abordagem proposta por GIROUD e NOIRAY (1981). Assim, as equações 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 8 são também utilizadas no presente método.

A resistência não drenada da fundação pode ser calculada pela correlação com o índice CBR ou pela correlação com a resistência do cone, através das equações 9 e 10 apresentadas no método de dimensionamento referido anteriormente.

A expressão 36 apresentada anteriormente no método de GIROUD e NOIRAY (1981) é também utilizada neste método, permitindo calcular a espessura de agregado necessária sem colocação de geossintético e considerando o tráfego, tendo em conta o número máximo de passagens de eixo padrão de 10.000.

GIROUD et al. (1985) consideram a progressiva deterioração da fundação que é expressa através do coeficiente λ que representa a progressiva deterioração ou a fadiga da fundação gerada pelas cargas repetidas induzidas pelo tráfego. Este coeficiente é definido da seguinte forma:

$$\lambda = \frac{c_u N}{c_u} = \frac{1}{\left[\frac{1 + (\log N)^2 c_u}{1000} \right]} \quad (39)$$

onde $c_u N$ é a resistência não drenada da fundação após N passagens de eixo padrão (em kPa) e c_u é a resistência não drenada da fundação antes ou depois da primeira passagem do eixo padrão (em kPa).

A progressiva deterioração da fundação resulta das cargas induzidas pelo tráfego, sendo esta deterioração expressa pela diminuição das tensões de corte na fundação à medida que aumenta o número de passagens de eixo. Tal como se observa na figura 4.7, a deterioração da fundação é mais evidenciável para solos com maiores índices CBR.

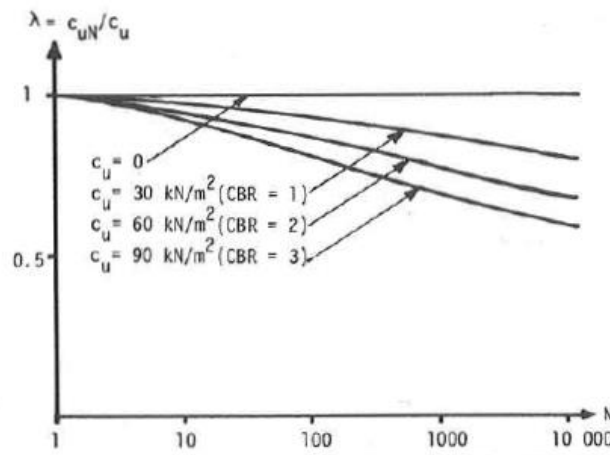


Figura 4.7. - Coeficiente de fadiga da fundação *versus* número de passagens de eixo (GIROUD et al., 1985).

Considerando a distribuição piramidal da carga induzida pelo tráfego, as pressões verticais na superfície da fundação (P_{os}) são expressas por:

$$P_{os} = \frac{0.5 P_s}{(B + 2 h_{os} \operatorname{tg} \alpha_0)(L + 2 h_{os} \operatorname{tg} \alpha_0)} + \gamma h_{os} \quad (40)$$

onde α_0 é o ângulo de distribuição de carga quando não é colocado reforço ($^\circ$); P_s é a carga do eixo padrão ($P_s = 80$ kN); B e L são a largura e comprimento da área de contacto equivalente (m); h_{os} é a espessura de agregado correspondente ao caso não reforçado e tendo em conta o eixo padrão (m) e γ é o peso volúmico do agregado (N/m^3).

A deformação da superfície do agregado e a profundidade de sulco tornam-se significativas se as tensões verticais na fundação excederem a capacidade de carga do solo de fundação em regime elástico (p_e):

$$p_e = \pi c_u N + \gamma h_{os} \quad (41)$$

Relacionando as expressões anteriores, o ângulo de distribuição de carga para $p_{os} = p_e$ e $r = 0,075$ m pode ser expresso através da equação:

$$\text{tg } \alpha_0 = \frac{\sqrt{\frac{(\sqrt{2} - 1)^2 P_s}{2 p_c} + 2 P_s / (\lambda \pi c_u)} - (\sqrt{2} + 1) \sqrt{P_s / 2 p_c}}{6.5 \log N / c_u^{0.63}} \quad (42)$$

Os valores de $\text{tg } \alpha_0$ obtidos pela equação 42, para uma pressão de enchimento dos pneus de 620 kPa, encontram-se representados na figura 4.8. Tal como se observa, o ângulo de distribuição de carga diminui com o aumento do número de passagens do eixo padrão, demonstrando que a capacidade de distribuição de carga do agregado diminui com a progressiva deterioração do agregado devido às cargas cíclicas resultantes do tráfego. Conclui-se também que esta deterioração é mais notória em fundações com menores índices CBR.

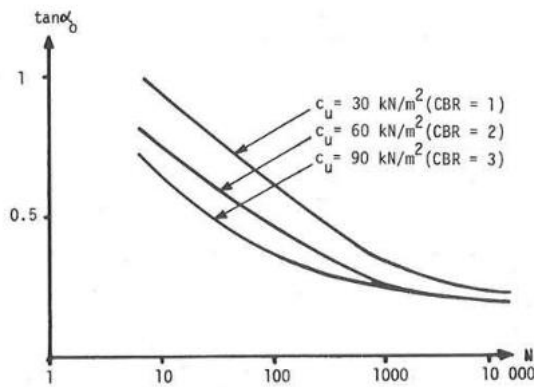


Figura 4.8. - Ângulo de distribuição de carga versus número de passagens do eixo padrão (GIROUD et al., 1985).

A pressão vertical transmitida do agregado para a face superior da geogrelha (p') é obtida pela substituição do ângulo α_0 da expressão 40 por um maior ângulo de distribuição de carga, α .

$$p' = \frac{0.5 P}{(B + 2 h \text{tg } \alpha)(L + 2 h \text{tg } \alpha)} + \gamma h \quad (43)$$

Sendo α o ângulo de distribuição de carga quando é colocada geogrelha de reforço ($^\circ$).

GIROUD et al. (1985) recorreram ao método dos elementos finitos com o objetivo de avaliar o ângulo de distribuição de carga com a colocação da geogrelha. Foram considerados 3 casos de reforço, com camadas de agregados com diferentes módulos de resiliência e usando $\tan \alpha_0 = 0,6$ para o caso não reforçado.

A figura 4.9 mostra a evolução da razão da distribuição de carga ($\tan \alpha / \tan \alpha_0$) em função da espessura do agregado não reforçado (h_0). A curva 1 representa a geogrelha BX1200 (ou SS2) e considera a contaminação do agregado tendo em conta um elevado número de passagens do eixo padrão ($N > 1000$); as curvas 2 e 3 representam respetivamente as geogrelhas BX1200 (ou SS2) e BX1100 (ou SS1) quando não é admitida a contaminação do agregado e para um baixo número de passagens do eixo padrão.

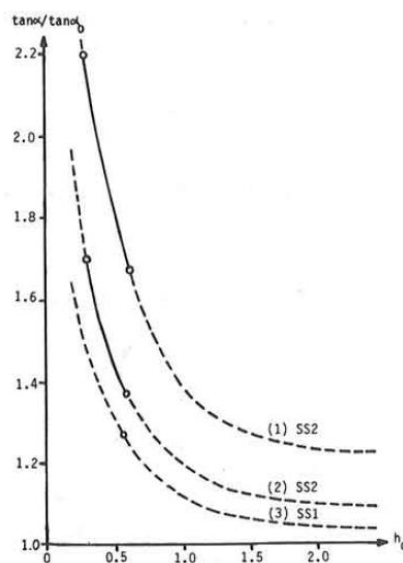


Figura 4.9. - Evolução da razão da distribuição de carga em função da espessura de agregado não reforçado (h_0) (GIROUD et al., 1985).

Considerando o efeito de membrana tracionada, a pressão vertical aplicada no lado convexo da geogrelha situada sob a roda é obtida por:

$$p = p' - p_m \quad (44)$$

onde p_m é a redução de pressão resultante da colocação de geossintético e p' corresponde às pressões verticais aplicadas na parte côncava da geogrelha obtida pela expressão 43.

A razão entre a espessura de agregado reforçado e a espessura de agregado sem reforço é apresentada da seguinte forma:

$$R = \frac{h}{h_0} = \frac{[\sqrt{(B-L)^2 + 4Y} - (B+L)]}{(4h_0 \tan \alpha)} \quad (45)$$

onde Y é obtido pela equação:

$$Y = \frac{1}{\left[\frac{\left(1 + \frac{2}{\pi}\right)}{(B + 2h_0 \tan \alpha_0)(L + 2h_0 \tan \alpha_0)} + \frac{2p_m}{P} \right]} \quad (46)$$

Na equação anterior P é a carga do eixo (em N); B e L são a largura e comprimento, respetivamente, da área de contacto equivalente de cada extremidade do eixo (m); h_0 é a espessura de agregado sem colocação de reforço (m); α_0 é o ângulo de distribuição de carga para o caso não reforçado ($^\circ$) e p_m corresponde à redução da pressão resultante da colocação do geossintético (Pa).

No entanto, uma vez que são necessárias equações complexas para a determinação de p_m , o presente método negligencia este parâmetro que resulta do efeito de membrana tracionada, recomendando uma redução de espessura de agregado de 10 % para os casos em que este seja considerado.

O dimensionamento de estradas não pavimentadas reforçadas com geogrelhas pode ser realizado através da utilização do ábaco apresentado na figura 4.10, sendo válido para um eixo padrão de 80 kN. No entanto, foram desenvolvidos ábacos para diferentes eixos padrão.

GIROUD et al. (1985) apresentam os quatro passos necessários para o dimensionamento:

1º passo: sabendo a resistência não drenada do solo de fundação, o número de passagens do eixo padrão e a profundidade do sulco admissível (0,075 m e 0,15 m) determinar a espessura de agregado sem reforço utilizando a parte direita do ábaco apresentado na figura 4.10;

2º passo: seleccionar na parte esquerda do ábaco da figura 4.10 a curva relativa à geogrelha a utilizar;

3º passo: na intersecção entre a curva relativa à geogrelha escolhida com a espessura de agregado, retirar o valor da razão da distribuição de carga, por interpolação caso o ponto de intersecção não se situe nas curvas de razão apresentadas no ábaco;

4º passo: determinar a espessura de agregado reforçado pelas seguintes equações:

$$h = R h_0 \quad (47)$$

se a profundidade de sulco é menor do que 0,15 m e/ou se o tráfego não é canalizado, ou seja, quando não é possível contabilizar o número de passagens de eixo padrão resultante da utilização não constante da infraestrutura.

$$h = 0.9 R h_0 \quad (48)$$

se a profundidade de sulco é igual ou superior a 0,15m e se o tráfego não é canalizado. Na equação anterior, a constante 0,9 diz respeito ao efeito de membrana tracionada.

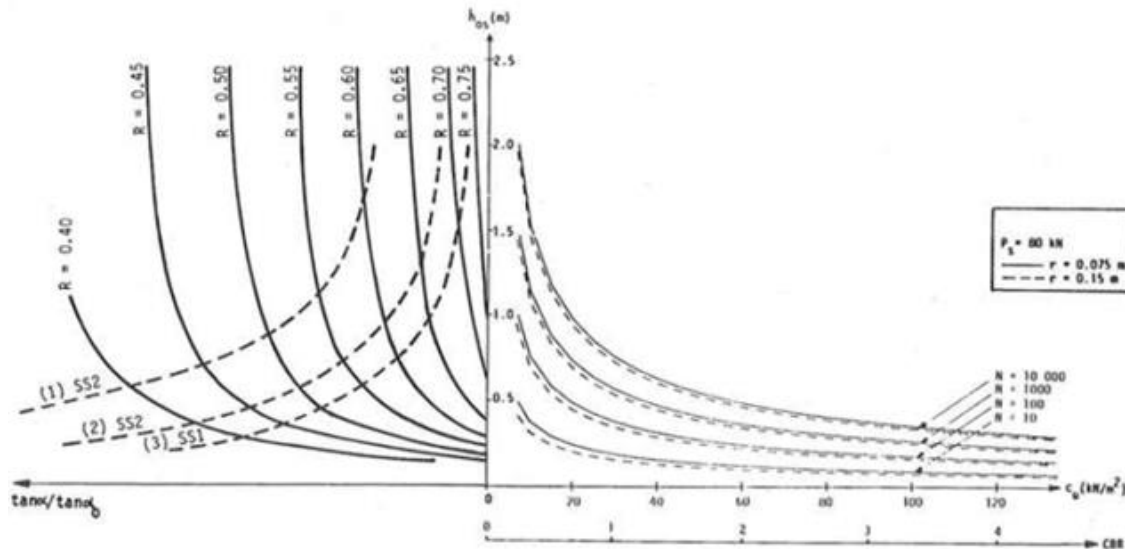


Figura 4.10. - Ábaco de dimensionamento para estradas não pavimentadas reforçadas com geogrelha (adaptado de GIROUD et al, 1985).

4.4. MÉTODO DE MILLIGAN ET AL. (1989A)

4.4.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO

MILLIGAN et al. (1989a) propuseram um método de dimensionamento de estradas não pavimentadas, com e sem colocação de geossintético, que se baseia na análise de tensões na interface do agregado com a fundação. A estrada não pavimentada considerada é constituída por um aterro granular sob uma fundação argilosa mole, sendo o geossintético colocado na interface destas duas camadas no caso reforçado, podendo ser utilizado um geotêxtil ou uma geogrelha como elemento de reforço.

De acordo com este método, quando é aplicado um carregamento vertical na superfície do agregado, são geradas tensões horizontais e verticais sob a área carregada. O impulso ativo resultante do carregamento no agregado é parcialmente resistido pelas tensões horizontais no agregado fora da área carregada, ou seja, pelo impulso passivo e pelas tensões de corte que são induzidas na base do agregado, orientadas para fora da área carregada. A presença de tensões de corte orientadas para fora da área carregada reduz a capacidade de carga da fundação para metade do valor no que diz respeito a um carregamento puramente vertical. Com a colocação de geossintético, as tensões de corte são absorvidas pelo reforço, sendo transmitidas para a fundação cargas puramente verticais, permitindo que seja mobilizada a capacidade de carga máxima da fundação.

Uma vez que esta metodologia não considera o efeito da membrana tracionada como principal mecanismo de reforço, o geossintético é caracterizado por ser capaz de melhorar o comportamento da estrada mesmo para profundidades de sulcos reduzidas. Por outro lado, segundo MILLIGAN et al. (1989a), o método pode ser aplicado para o cálculo de estradas sujeitas a grandes deformações.

onde $N_c = (\sigma_{va} - \sigma_{v0})c_u$ é o fator de capacidade de carga disponível; c_u é a resistência não drenada da fundação e $\alpha_a = \frac{\tau_a}{c_u}$, sendo τ_a a tensão de corte aplicada na superfície da fundação.

Se p for a pressão aplicada na superfície do agregado ao longo do segmento AB representado na figura 4.12 de comprimento B , as tensões verticais a uma distância z da superfície de agregado situadas dentro da região ABDE (representada na figura 4.12) são obtidas pela seguinte equação:

$$\sigma'_v = \gamma z + \frac{pB}{B + z \tan \beta} \quad (50)$$

onde σ'_v é a tensão vertical dentro do aterro; p é a pressão atuante na superfície do agregado; B é a largura da área carregada na superfície do agregado; β é o ângulo de distribuição de carga no agregado e γ é o peso específico do material do aterro.

A distribuição da carga no agregado assume a forma trapezoidal uma vez que é assumido um ângulo de distribuição de carga, tal como se observa na figura 4.12.

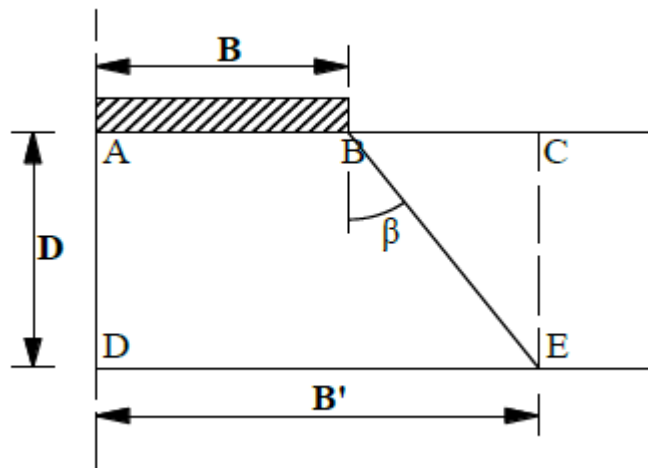


Figura 4.12. - Representação do ângulo de distribuição de carga sob um carregamento em faixa (adaptado de MILLIGAN et al., 1989a).

Assumindo que o agregado situado sob a área carregada tende a deslocar-se para fora desta, o valor mínimo das pressões horizontais atuantes na face AD (representada na figura 4.12) é $K_a \sigma'_v$ onde K_a constitui o coeficiente de impulso ativo, calculado pela equação:

$$K_a \int_0^D \sigma'_v dz = \frac{1}{2} K_a \gamma D^2 + \frac{K_a p B}{\tan \beta} \ln \frac{B'}{B} \quad (51)$$

onde B' representa a largura da área carregada na base do agregado.

Dado que o agregado se desloca para fora da área carregada, são desenvolvidas pressões passivas nesta área, sendo a força máxima horizontal aplicada na face CE (representada na figura 4.12) calculada por $\frac{1}{2}(K_p)\gamma D^2$ em que K_p corresponde ao coeficiente de impulso passivo.

O equilíbrio horizontal do bloco encontra-se apresentado na figura 4.13 e permite calcular a tensão de corte requerida na base do agregado, de modo a manter o equilíbrio através da equação:

$$\tau_r B' = \frac{1}{2}(K_a - K_p)\gamma D^2 + \frac{K_a p B}{\tan \beta} \ln \frac{B'}{B} - p B \tan \delta \quad (52)$$

MILLIGAN et al. (1989a) explicam que quando o impulso passivo não é totalmente mobilizado, a tensão de corte requerida terá valores elevados. Caso o valor obtido seja negativo, considera-se que a tensão de corte requerida (τ_r) é 0 e que o impulso passivo não será mobilizado totalmente.

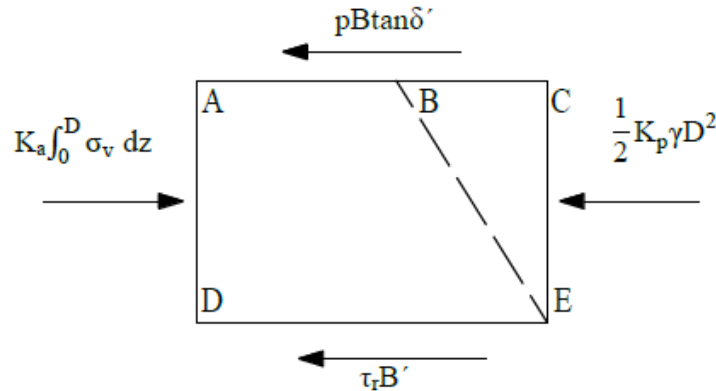


Figura 4.13. - Representação das forças atuantes no bloco do solo (MILLIGAN et al., 1989a).

Refira-se que na equação 52 e na Figura 4.13, B representa metade da largura da área carregada sobre o agregado, B' corresponde a metade da largura da área carregada na superfície da fundação, D é a altura da camada de agregado; K_a corresponde ao coeficiente de impulso ativo; K_p é o coeficiente de impulso passivo; p é a pressão atuante na superfície do agregado; δ corresponde ângulo de interface agregado-pneu; σ_v são as tensões verticais em profundidade e τ_r é a tensão de corte requerida.

A linha GCH apresentada na figura 4.11. corresponde às tensões de corte e tensões normais requeridas, sendo as tensões de corte representadas pelo fator adimensional α_r e as tensões normais representadas pelo factor da capacidade de carga, N_{cr} . Esta relação, apresentada na expressão 53, corresponde à forma adimensional da expressão 52:

$$\alpha_r = \frac{1}{2}(K_a - K_p) \frac{\gamma D^2}{c_u B'} + N_{cr} \left[\frac{K_a}{\tan \beta} \ln \left(\frac{B'}{B} \right) - \tan \delta \right] \quad (53)$$

$$\alpha_r = \frac{\tau_r}{c_u} \quad (54)$$

$$N_{cr} = \frac{(\sigma_{vr} - \sigma_{v0})}{c_u} = \frac{pB}{c_u B'} \quad (55)$$

Nas equações anteriores, N_{cr} representa o fator de capacidade de carga requerido; p corresponde à pressão atuante na superfície do agregado; c_u é a resistência não drenada da fundação; α_r representa o fator de tensão de corte requerido e τ_r é a tensão de corte requerida.

O ponto C representado na figura 4.11 corresponde ao ponto de interseção entre a envolvente da capacidade de carga da fundação com a reta que representa as forças requeridas, para uma estrada não pavimentada não reforçada, fornecendo o valor máximo do fator de capacidade de carga (N_c). Se o ponto de interseção se encontrar entre o segmento AB da figura 4.11, a tensão de corte da fundação é totalmente mobilizada e N_c é menor do que $1 + \frac{\pi}{2}$. Por outro lado, se o ponto G (representado na figura 4.11.) se encontrar à direita do ponto E (representado na figura 4.11.), as tensões de corte da fundação não foram mobilizadas, sendo mobilizado o fator total da capacidade de carga ($2 + \pi$).

Uma vez determinado o fator de capacidade de carga mobilizado considerando a não colocação de geossintético, a pressão vertical admissível na superfície do agregado é obtida pela equação:

$$p_u = N_c c_u \frac{B'}{B} \quad (56)$$

sendo p_u a pressão vertical admissível na superfície do agregado não reforçado e N_c o fator de capacidade de carga.

Quando é utilizado geossintético de reforço as tensões de corte na base do agregado (representadas na figura 4.14) são suportadas pelo reforço e a fundação é sujeita a um carregamento puramente vertical. É considerado que a fundação consegue mobilizar completamente a sua capacidade de suporte (o que significa que $N_{ca} = 2 + \pi$) sendo $\alpha_r = 0$. A pressão vertical admissível aplicada na superfície do agregado pode ser então determinada pela equação:

$$p = (2 + \pi) s_u \left(1 + \frac{D}{B} \tan \beta \right) \quad (57)$$

O esforço de tração no reforço (T) é calculado através de:

$$T = \tau_r B' = \frac{1}{2} (K_a - K_p) \gamma D^2 + \frac{K_a p B}{\tan \beta} \ln \frac{B'}{B} - p B \tan \delta \quad (58)$$

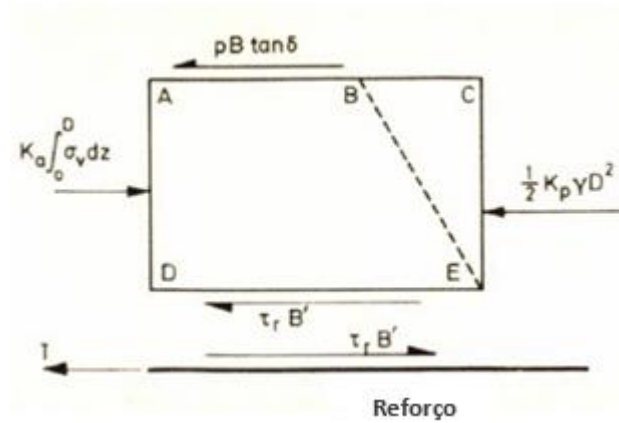


Figura 4.14. - Representação das forças atuantes no bloco reforçado (MILLIGAN et al., 1989a).

A possibilidade de rotura do agregado deverá também ser considerada, sendo o valor da pressão atuante na superfície do agregado estimado pela teoria convencional da capacidade de carga de Terzaghi. A capacidade de carga do agregado é obtida pela equação:

$$pf = \gamma B N_\gamma \quad (59)$$

sendo γ o peso volúmico do agregado; N_γ o coeficiente adimensional da capacidade de carga e B o comprimento do carregamento em faixa.

Sendo o carregamento em faixa aplicado ao longo de um comprimento de $2B$, o valor $\frac{1}{2}$ não é apresentado na expressão 59.

O coeficiente adimensional (N_γ) da capacidade de carga é estimado através da seguinte aproximação:

$$N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \tan \phi \quad (60)$$

onde N_q é também um coeficiente adimensional calculado por:

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{\pi \tan \phi} \quad (61)$$

A capacidade de carga do agregado é representada pela recta FD apresentada na figura 4.11, sendo o respectivo fator de capacidade de carga calculado pela equação:

$$N_c = \frac{\gamma B N_\gamma}{s_u B'} \quad (62)$$

Relativamente ao valor do ângulo de distribuição de carga a adoptar (β), MILLIGAN et al. (1989a) recomendam o ângulo correspondente à tangente 0,5 ($\arctg(0,5)$), podendo ser apropriados valores diferentes, dependendo da qualidade do aterro.

MILLIGAN et al. (1989a) apresentaram resultados correspondentes a várias combinações de espessura do agregado (D), de ângulo de atrito do agregado (ϕ) e de resistência não drenada da fundação (c_u), de modo a avaliar a contribuição do geossintético como elemento de reforço em estradas não pavimentadas. O quadro 4.1 apresenta, para essas combinações, a razão entre a carga de rotura da estrada reforçada (p_r) e a carga de rotura da estrada sem reforço (p_u).

De acordo com os valores obtidos, representados no quadro 4.1, MILLIGAN et al. (1989a) concluem que o benefício obtido pela colocação de reforço nos casos em que são colocados agregados de boa qualidade (ângulo de atrito elevado) sobre fundações constituídas por solos moles, é reduzido ou nulo. O mesmo ocorre para agregados pouco resistentes sobre fundações firmes. No primeiro caso, a resistência passiva do aterro é suficiente para reduzir ou anular as tensões de corte que atuam para fora da área carregada na base do agregado, enquanto no segundo caso, a carga é limitada pela rotura do agregado, para os casos com e sem reforço. O benefício obtido com o reforço é superior quando se utilizam agregados de menor resistência sobre fundações muito moles, agregados medianamente resistentes sobre fundações firmes e agregados resistentes sobre fundações firmes. No caso de agregados fracos, existe a tendência para a rotura ocorrer no próprio agregado, o que pode ser evitado reforçando-se o mesmo (PIMENTEL, 2007).

Quadro 4.1. - Razão da carga de rotura da estrada reforçada e da carga de rotura da estrada sem reforço para diversos valores de c_u e D (adaptado de MILLIGAN et al., 1989a).

c_u (kN/m ²)	D (m)	p_r/p_u		
		$\phi = 30^\circ$	$\phi = 38^\circ$	$\phi = 45^\circ$
10,00	0,20	1,29	1,10	1,00
10,00	0,40	1,30 (1,14) *	1,02	1,00
10,00	0,60	1,00 **	1,00	1,00
30,00	0,20	◇	1,22	1,11
30,00	0,40	◇	1,31	1,09
30,00	0,60	◇	1,31 (1,06) *	1,04
80,00	0,20	◇	◇	1,16
80,00	0,40	◇	◇	1,25
80,00	0,60	◇	◇	1,29

Notas: Valores dentro de parênteses referem-se aos casos onde o carregamento no agregado reforçado é limitado pela rotura no agregado. O valor mais elevado é apenas alcançado quando a rotura do agregado é evitada pelo reforço adicional no agregado

*Rotura no agregado ocorre para os casos sem e com reforço.

◇ Rotura no agregado ocorre para os casos sem e com reforço. A carga de rotura no agregado é menor do que a carga de rotura da fundação sem agregado.

Este método de dimensionamento admite o carregamento cíclico por meio de uma correção empírica. Como o cálculo da carga que leva à rotura do aterro é baseada em carregamento estático, os autores recomendam para o cálculo da relação entre uma carga estática e o carregamento cíclico, a correlação proposta por DE GROOT et al. (1986), obtida a partir de ensaios em grande escala.

Desta forma, o carregamento cíclico pode ser considerado tendo em conta a seguinte equação:

$$\frac{p_s}{p_n} = N^{0.16} \quad (63)$$

onde p_s é a carga estática, p_n representa a carga dinâmica e N é o número de passagens do eixo padrão.

4.5. MÉTODO DE HOULSBY E JEWELL (1990)

4.5.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO

HOULSBY e JEWELL (1990) apresentam um método de dimensionamento indicado para estradas não pavimentadas sujeitas a pequenas deformações, sendo o cálculo baseado na combinação da capacidade de carga da fundação e na análise das tensões horizontais no agregado e das tensões de corte na interface agregado/fundação. O método permite calcular a capacidade de carga da fundação, com e sem reforço, e determinar a força de tração atuante no reforço.

Este método apresenta uma nova abordagem em que o carregamento é tratado segundo condições axissimétricas. Para isso, considera o equilíbrio de áreas elementares de solo sob a zona carregada, sendo o corte vertical de cada área elementar semelhante ao apresentado na figura 4.12, onde é substituído B e B' por R e R' .

De acordo com HOULSBY e JEWELL (1990), embora o estado de deformação plana seja o mais representativo na análise de estradas, a condição axissimétrica permite uma melhor caracterização da carga transmitida à estrada pelo tráfego. Em comparação com o estado de deformação plana, a análise segundo condições axissimétricas permite obter uma maior capacidade de carga e aumentar o ângulo de distribuição de carga ao longo do agregado. No entanto, as tensões mobilizadas no reforço assumem uma distribuição mais complexa.

O método proposto não considera o efeito da membrana tracionada, uma vez que não é significativo para profundidades de sulcos reduzidas. O papel desempenhado pelas tensões de corte na superfície da fundação é de extrema importância.

São apresentados ábacos de dimensionamento que permitem determinar a espessura de agregado necessária e o esforço de tração exigido ao reforço.

4.5.2. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE CÁLCULO

A tensão de corte requerida na base do agregado de forma a manter o equilíbrio é obtida da seguinte forma:

$$\tau_r = (K_a - K_p) \left(\frac{R + 2R'}{3R'^2} \right) \gamma D^2 + \frac{2K_a p}{\tan \beta} \left(\frac{R}{R'} \right)^2 \ln \left(\frac{R}{R'} \right) - p \left(\frac{R}{R'} \right)^2 \tan \delta \quad (64)$$

onde D é a espessura da camada de agregado; R corresponde ao raio da área carregada na superfície do agregado; R' é o raio da área carregada na base do agregado; K_a representa o coeficiente de impulso ativo; K_p é o coeficiente de impulso passivo; p é a pressão aplicada na superfície do agregado; β representa o ângulo de distribuição da carga; γ corresponde ao peso volúmico do agregado; δ é o ângulo de atrito de interface entre o pneu e o agregado e τ_r é a tensão de corte requerida.

As pressões verticais aplicadas na interface agregado/fundação são determinadas de acordo com a seguinte equação:

$$\sigma_r = \gamma D + p \left(\frac{R}{R'} \right)^2 \quad (65)$$

onde D é a espessura da camada de agregado; R corresponde ao raio da área carregada na superfície do agregado; R' é o raio da área carregada na base do agregado; p é a pressão aplicada na superfície do agregado; σ_r são as pressões verticais aplicadas na interface agregado/fundação e γ corresponde ao peso volúmico do agregado.

Em condições axissimétricas não é possível obter uma expressão analítica que permita relacionar a capacidade de carga admissível da fundação com a tensão de corte que atua na sua superfície. Assim sendo, HOULSBY e JEWELL (1990) apresentam diferentes valores de fator de capacidade de carga admissível da fundação (N_c) em função do fator da tensão de corte (α), tornando possível calcular por interpolação outras relações entre essas duas grandezas. Os valores estão representados no quadro 4.2 e de acordo com os autores foram obtidos utilizando o programa *Fields*. Desta forma, os valores de fator de carga são expressos em função das tensões de corte médias atuantes na fundação (orientadas para fora da área carregada), representadas pelo coeficiente adimensional, α (quadro 4.2).

Quadro 4.2. - Variação do fator de capacidade de carga com as tensões de corte atuante na fundação (HOULSBY e JEWELL, 1990).

$\alpha = \tau/c_u$	N_c
0,00	5,694
0,10	5,590
0,20	5,478
0,30	5,351
0,40	5,208
0,50	5,046
0,60	4,859
0,70	4,638
0,80	4,366
0,90	4,002
1,00	$\leq 3,071$

A curva formada pelos dados apresentados no quadro 4.2. define as tensões de corte (τ_a) e as tensões normais disponíveis ($\sigma_a = \gamma D + N_c c_u$). As equações 64 e 65 definem a combinação das tensões de corte e das tensões normais exigidas para uma dada pressão atuante na superfície do agregado (p).

Para o dimensionamento de estradas não pavimentadas sem reforço, o procedimento a efetuar é semelhante ao procedimento adotado pelo método de MILLIGAN et al. (1989a), sendo necessário obter o valor do fator da capacidade de carga mobilizado, que corresponde ao ponto de interseção entre as tensões de corte e tensões normais disponíveis e requeridas (ponto A apresentado na figura 4.15).

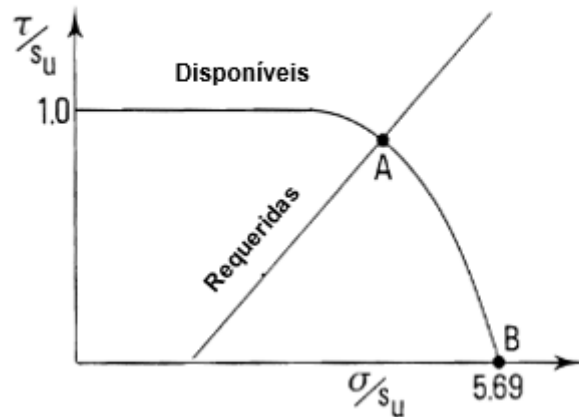


Figura 4.15. - Combinação entre as tensões de corte e as tensões normais requeridas e disponíveis na interface agregado/fundação (HOULSBY e JEWELL, 1990).

Para o caso de via reforçada, é assumido que o reforço é suficientemente resistente e capaz de absorver as tensões de corte, sendo apenas as tensões verticais transmitidas à fundação. Neste caso, o fator de capacidade de carga igual a 5,69 é desenvolvido e o valor limite da pressão que pode ser aplicada na superfície do agregado (p_r) é determinada pela seguinte equação:

$$p_r = 5,69 c_u \left(\frac{R}{R'} \right)^2 \quad (66)$$

O esforço máximo no reforço obtém-se por:

$$T = \tau_r R' \quad (67)$$

sendo T o esforço máximo no reforço; R' é o raio da área carregada na base do agregado e τ_r a tensão de corte requerida.

Tal como se verifica no método de MILLIGAN et al. (1989a), o presente método exige a verificação quanto à possibilidade de rotura do agregado, baseada na proposta de VESIC (1975).

A pressão máxima que conduz à rotura do agregado pode ser estimada de acordo com a seguinte equação:

$$p_u = 0,6 \gamma R N_\gamma \quad (68)$$

onde o fator de forma de 0,6 é um fator empírico usado para converter os resultados da análise de estado de deformação plana em axissimétrica.

HOULSBY e JEWELL (1990) apresentam dois tipos de ábacos de dimensionamento, tal como os apresentados na figura 4.16. Relativamente ao primeiro tipo de ábaco, este permite calcular a espessura de agregado necessária para os casos reforçado e não reforçado para uma determinada carga. A espessura de agregado é expressa segundo a razão com o diâmetro da área de contacto, isto é, D/R , e a carga é expressa na forma de fator de capacidade de carga equivalente, p/c_u .

O segundo tipo de ábacos permite obter o esforço exigido ao reforço. Uma vez que o dimensionamento é válido para profundidades de sulco pequenas é importante que o esforço instalado no geossintético seja atingido tendo em conta uma extensão reduzida, o que possivelmente exigirá uma maior rigidez do reforço. O esforço no reforço é expresso no ábaco sob a forma adimensional, $T/R c_u$.

Estes ábacos são apresentados para valores de β iguais a 25° , 35° e 45° e para a relação $c_u/\gamma R$ igual a 5, 10 e 20, permitindo desta forma obter a espessura de agregado D (para os casos reforçado e não reforçado) e o esforço no geossintético em função da relação D/R .

Todos os ábacos foram formulados para o caso em que o ângulo de interface é 0, ou seja, negligenciam as tensões de corte que se podem desenvolver na superfície do agregado. Esta assunção é por sua vez conservativa.

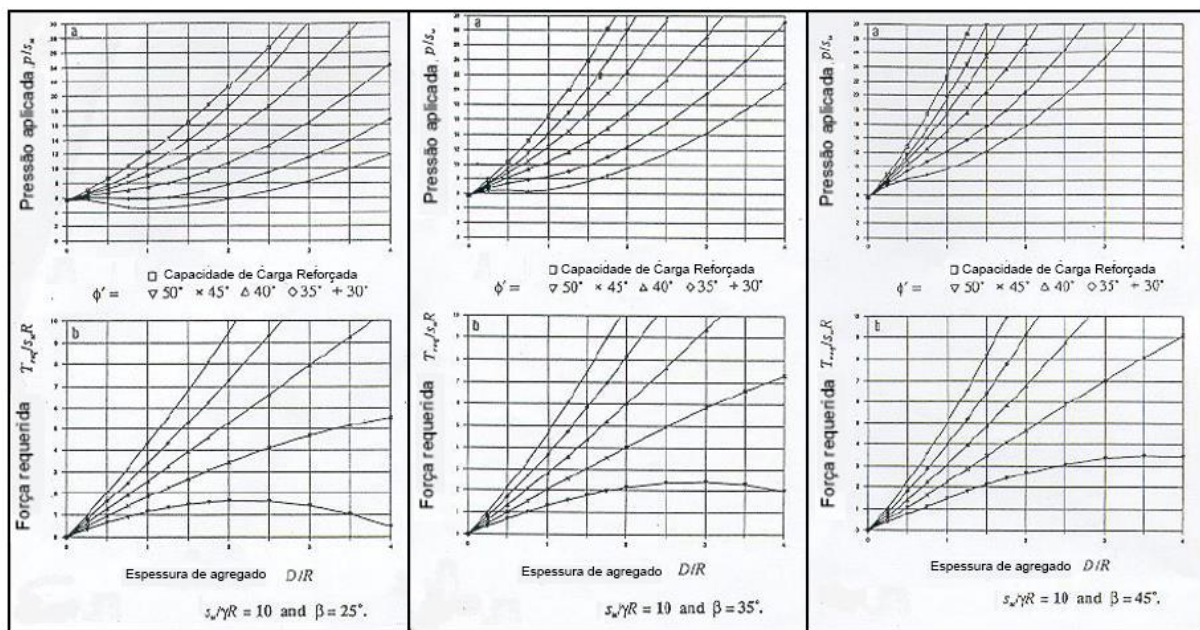


Figura 4.16. - Ábacos de dimensionamento para $c_u/\gamma R=10$ (HOULSBY e JEWELL, 1990).

4.6. MÉTODO DE U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (2003)

4.6.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO

O manual do U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (2003) apresenta um método de dimensionamento que considera o uso de geotêxteis e de geogrelhas em estradas não pavimentadas com baixo volume de tráfego, cujas fundações são constituídas por material coesivo, comportando-se segundo condições não drenadas.

Este método foi desenvolvido tendo em vista a validação dos critérios existentes para estradas não pavimentadas reforçadas com geotêxtil desenvolvidos por STEWART et al. (1977) e de forma a acrescentar a utilização da geogrelha biaxial como elemento de reforço.

Foram desenvolvidos ábacos de dimensionamento para diferentes tipos de eixo e respetiva carga, que se baseiam nos dados empíricos obtidos dos ensaios realizados à escala real, pelo *U.S. Army Engineer Research and Development Center (ERDC)*, com o objetivo de avaliar a inclusão de geogrelhas em pavimentos rodoviários.

O desenvolvimento do método baseou-se na formação de sulcos com profundidade de 0,05 m após 1000 passagens de eixo de 80 kN.

Os valores propostos por STEWART et al. (1977) para o fator de capacidade de carga, representados no quadro 4.3, foram considerados no desenvolvimento deste método.

Quadro 4.3. - Valores de fator de capacidade de carga adotados por STEWART et al. (1977).

	Profundidade do sulco (mm)	Número de passagens de eixo padrão ($P_s = 80$ kN)	Fator de capacidade de carga (N_c)
Sem geotêxtil	<50	>1000	2,8
	> 100	<100	3,3
Com geotêxtil	<50	>1000	5,0
	>100	<100	6,0

O método apresenta ainda requisitos mínimos exigidos aos geotêxteis e às geogrelhas, apresentados respetivamente nos quadros 4.4. e 4.5.

Quadro 4.4. - Requisitos mínimos exigidos aos geotêxteis (adaptado de U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2003).

Propriedade	Unidades	Método de ensaio	Exigências
Resistência à tracção (grab)	N	ASTM D 4632	890
Resistência ao punçoamento	N	ASTM D 4833	356
Resistência ao rebentamento	kPa	ASTM D 3786	1724
Resistência ao rasgamento	N	ASTM D 4533	356
Dimensão aparente das aberturas	m	ASTM D 4751	<0,00043

Continuação do quadro 4.4			
Propriedade	Unidades	Método de ensaio	Exigências
Permissividade	sec ⁻¹	ASTM D 4491	0,05
Estabilidade à radiação ultravioleta (para 500 horas de exposição)	%	ASTM D 4355	50
Tipo de polímero	-		Poliéster (PET) ou Polipropileno (PP)

Nota: Estes requisitos são aplicáveis a geotêxteis não tecidos utilizados para desempenhar função de separação. Os valores das exigências incluem a direção de produção e a direção transversal à produção.

Quadro 4.5. - Requisitos mínimos exigidos às geogrelhas (adaptado de U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2003).

Propriedade	Unidades	Método de ensaio	Exigências
Massa por unidade de área	kg/m ²	ASTM D 5261	0,213
Dimensão de aberturas - MD	m	Medido diretamente	0,03
Dimensão de aberturas - CD	m	Medido diretamente	0,033
Resistência à tração a 5% de alongamento - MD			950
Resistência à tração a 5% de alongamento - CD	N/m	ASTM D 6637	1627
Resistência à tração última - MD			1627
Resistência à tração última - CD			2842

Nota: Os valores das exigências incluem a direção de produção e a direção transversal à produção (MD e CD, respectivamente).

4.6.2. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE CÁLCULO

O manual do U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (2003) avalia a aplicabilidade dos geossintéticos de acordo com o índice de CBR da fundação da seguinte forma:

- índice CBR da fundação < 0,5: é recomendada a aplicação de geotêxtil não tecido para separação juntamente com a aplicação de uma geogrelha biaxial como elemento de reforço. Deve ser utilizada a espessura inicial de agregado calculada para o caso não reforçado, não sendo recomendada qualquer redução de espessura. O geotêxtil não tecido é colocado diretamente sobre a fundação, sendo colocada posteriormente a geogrelha e finalmente a camada granular;
- 0,5 < índice CBR da fundação < 2,0: é recomendável a colocação do geotêxtil não tecido e da geogrelha. No entanto, poderão ser utilizados separadamente, desde que o fator de capacidade de carga adotado seja apropriado;

- $2,0 < \text{índice CBR da fundação} < 4,0$: é recomendável a utilização de geotêxtil não tecido para fundações constituídas por materiais finos e quando forem expectáveis problemas de mistura de materiais. No que diz respeito à colocação de geogrelha, deverá ser realizada uma análise de desempenho da mesma ao longo da sua vida útil. Poderão ser utilizados separadamente ou em conjunto, desde que o fator de capacidade de carga esteja de acordo com o quadro 4.6;
- índice CBR da fundação $> 4,0$: até que novos estudos sejam realizados, a utilização de geogrelha como reforço não é aconselhada em termos económicos o dimensionamento de estradas com fundações com índices de CBR superiores a 4,0.

Quadro 4.6. - Valores dos factores de capacidade de carga a adoptar (adaptado de U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2003).

CBR $\leq 0,5$		0,5 < CBR $\leq 2,0$	2,0 < CBR $\leq 4,0$	CBR ≥ 4
Geotêxtil		5,0	5,0	
Geogrelha	Usar ambos, sem redução de espessura	6,7	6,7	Realizar estudo económico
Ambos		6,7	6,7	

Nota: Utilizar 2,8 como factor de capacidade de carga para o caso sem reforço.

O fator de capacidade de carga N_c para estradas não pavimentadas não reforçadas proposto por STEWART et al. (1977) corresponde ao valor adotado pelo manual do U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (2003). Para estradas reforçadas com geotêxtil, o presente método utiliza como fator de capacidade de carga 5,0, devendo este valor ser usado até que sejam apresentadas evidências que resultem na revisão do respectivo valor. No entanto, quando se pretende efetuar um dimensionamento com maiores níveis de segurança (dimensionamento conservativo), o manual do U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (2003) recomenda a adoção de 3,6 como valor de fator de capacidade de carga.

O procedimento de cálculo a adotar é o que se passa a descrever:

Passo 1: o primeiro passo no dimensionamento de estradas não pavimentadas reforçadas passa por avaliar as condições da fundação. Assim, é necessário calcular a resistência ao corte da fundação (C). Este valor poderá ser calculado através de ensaios *in situ* ou através de ensaios de laboratório. No entanto, o manual do U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (2003) recomenda a relação entre o valor do índice de penetração, o índice CBR e a resistência não drenada, tal como é representada na figura 4.17.

Passo 2: o passo seguinte consiste em calcular o tráfego a ser considerado no dimensionamento. Deverá ser escolhida a configuração do eixo do veículo, podendo ser eixo simples de rodas simples, eixo simples de rodas duplas ou eixo tandem. Depois de selecionado o tipo de eixo, é utilizada a carga axial transmitida apenas por uma extremidade do eixo. A espessura de agregado deve ser aumentada de 10% para valores superiores a 2000 passagens de eixo e 20% para 5000 passagens de eixo.

Passo 3: tendo em conta o índice CBR da fundação, determinar o fator da capacidade de carga, de acordo com os valores representados no quadro 4.6.

Passo 4: determinar a espessura de agregado necessária recorrendo aos ábacos de dimensionamento, tendo em conta a capacidade de carga calculada ($C \times N_c$). O valor obtido deve ser arredondado para os próximos 25 mm. É recomendado o valor mínimo de espessura de agregado de 0,15 m.

Os ábacos de dimensionamento são apresentados nas figuras 4.18, 4.19 e 4.20, onde cada ábaco corresponde respetivamente ao eixo simples de rodas simples, eixo simples de rodas duplas e eixo tandem.

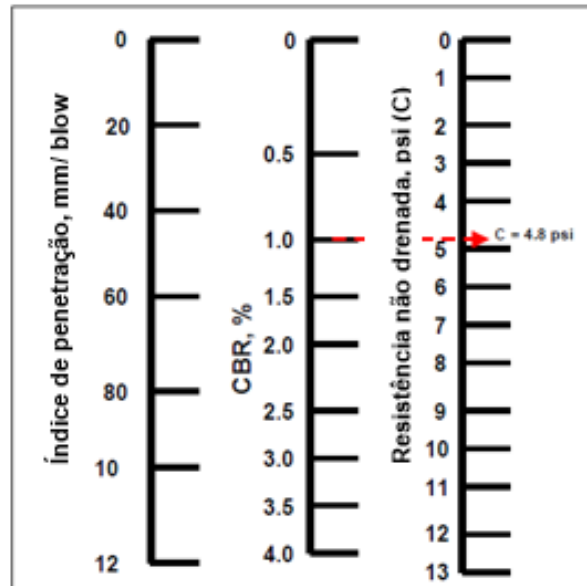


Figura 4.17. - Relação entre o índice de CBR, resistência não drenada e o índice de penetração (adaptado de U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2003).

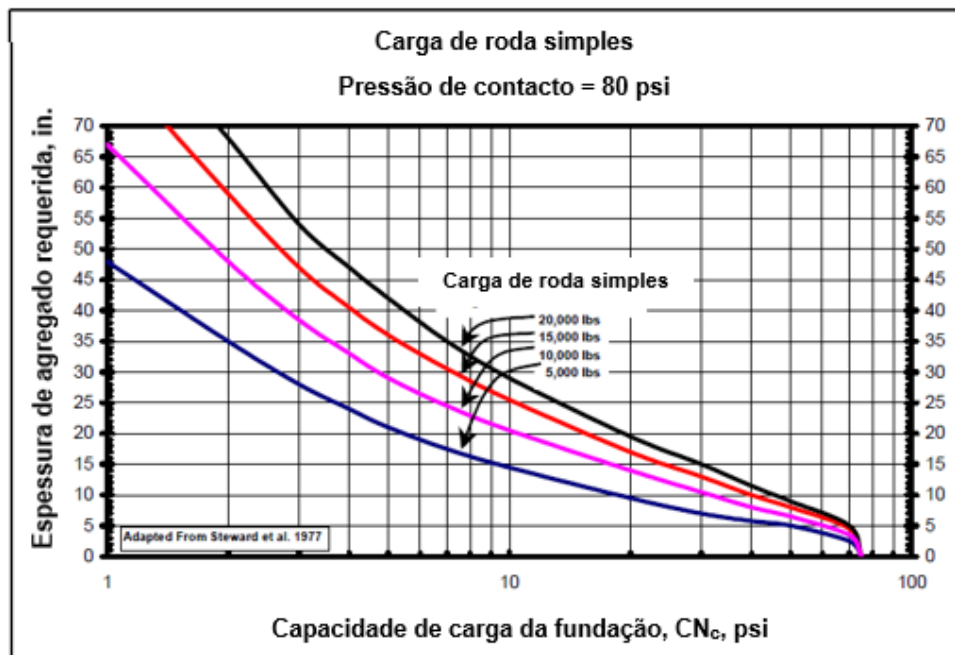


Figura 4.18. - Ábaco de dimensionamento para eixos simples de rodas simples (adaptado de U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2003).

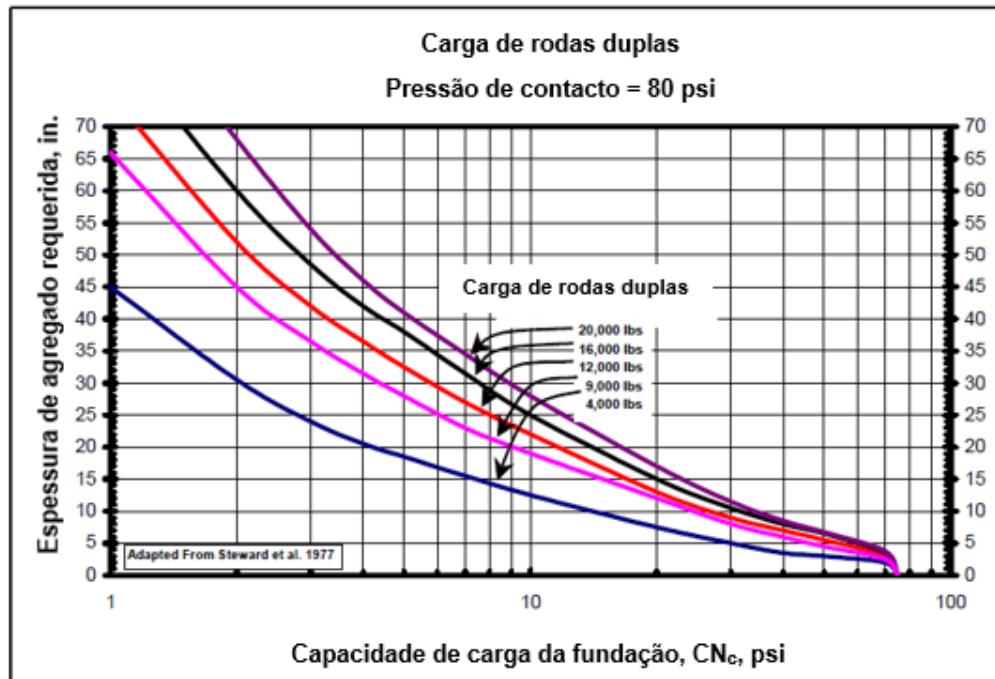


Figura 4.19. - Ábaco de dimensionamento para eixos simples de rodas duplas (adaptado de U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2003).

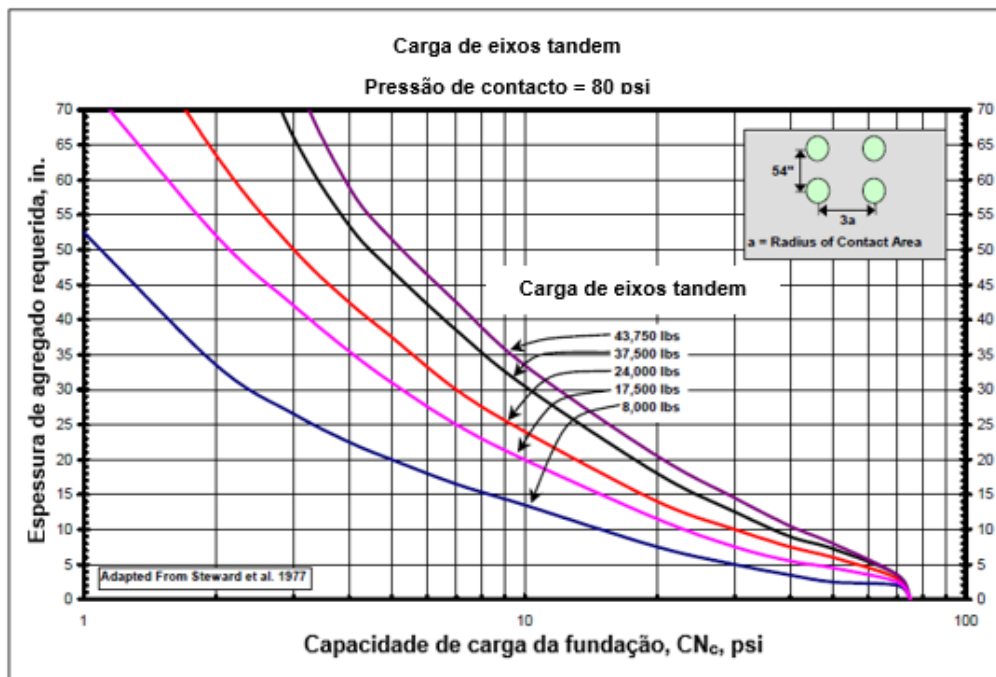


Figura 4.20. - Ábaco de dimensionamento para eixos tandem (adaptado de U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2003).

4.7. MÉTODO DE GIROUD E HAN (2004)

4.7.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO

GIROUD e HAN (2004) desenvolveram um método analítico e que foi calibrado experimentalmente que permite calcular a espessura de agregado necessária para estradas não pavimentadas reforçadas e não reforçadas. Este método foi desenvolvido especificamente para o uso de geogrelhas em estradas não pavimentadas, podendo no entanto ser aplicado nos casos em que é usado geotêxtil como elemento de reforço, o que implica negligenciar a parcela relativa ao efeito do imbricamento das partículas do agregado característico da geogrelha. Ao negligenciar o efeito do reforço na capacidade de carga da fundação, é também possível aplicar o método a estradas não pavimentadas sem reforço.

Na determinação da espessura de agregado, o método considera, adicionalmente aos parâmetros já considerados no método formulado por GIROUD e NOIRAY (1981), os seguintes parâmetros: a distribuição de tensões, o módulo de resiliência do agregado, o efeito do imbricamento das partículas do agregado na geogrelha e o módulo de estabilidade das aberturas da geogrelha.

Segundo GIROUD e HAN (2004), a colocação de geogrelha como elemento de reforço permite o desenvolvimento de tensões máximas de corte na interface agregado/fundação, orientadas para o interior da área carregada, devido a dois mecanismos resultantes do imbricamento entre o agregado e a geogrelha. O primeiro mecanismo corresponde à restrição lateral do agregado, não sendo aplicadas na fundação tensões de corte orientadas para fora da área carregada. O segundo mecanismo é caracterizado pelo imbricamento de partículas de agregado nas aberturas da geogrelha, que gera maior resistência ao corte na interface, restringindo desta forma a movimentação lateral da fundação, e resultando no desenvolvimento de tensões de corte máximas.

O princípio de desenvolvimento do método baseia-se na determinação das tensões aplicadas na interface fundação/agregado e na determinação da profundidade de sulco, como função das tensões referidas anteriormente e da capacidade de carga da fundação.

O desempenho da estrada não pavimentada reforçada com geogrelha depende das propriedades do agregado, da fundação, do tráfego e das propriedades da geogrelha. Neste método o efeito destes parâmetros é avaliado pelo respetivo impacto no ângulo de distribuição de carga induzido no agregado.

O método admite as seguintes hipóteses:

- É considerado apenas um nível de reforço colocado na interface entre o agregado e a fundação;
- O solo de fundação é homogéneo, até uma profundidade suficiente que permita a ocorrência de rotura sem que esta seja influenciada pelo solo localizado a grandes profundidades. Utilizando a teoria clássica da determinação da capacidade de carga, admite-se que esta profundidade é normalmente inferior a 1,5 m;
- A espessura mínima recomendada de agregado é 0,10 m. Este valor mínimo recomendado pelo método é justificado pelo facto de permitir minimizar o distúrbio sentido pela fundação resultante da traficabilidade, como também para servir de ancoragem ao reforço;
- A fundação é considerada saturada, constituída por material fino e de baixa permeabilidade. Com a aplicação das cargas induzidas pelo tráfego, o solo comporta-se em regime não drenado cuja resistência ao corte é constante sendo igual à sua resistência não drenada c_u ;
- Assume-se que o agregado apresenta qualidade suficiente de forma a evitar a sua rotura. Assim, apenas é avaliada a rotura da fundação.

4.7.2. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE CÁLCULO

Na definição da geometria do eixo do veículo pesado, GIROUD e HAN (2004) consideram, na formulação do método de dimensionamento, veículos de eixo simples com rodas duplas sendo a carga axial de cada extremidade (ou rodado) do eixo (P) igual a metade do valor da carga axial por eixo (P_A). A relação entre a carga axial transmitida por rodado e a pressão de enchimento do pneu é dada pela seguinte expressão:

$$P = p A \quad (69)$$

onde A é a área de contacto entre o agregado e os pneus (em m^2), p é a pressão de enchimento dos pneus (em kPa) que é considerada igual à média dos valores da pressão de contacto entre os pneus e o agregado e P é a carga axial transmitida por rodado (kN).

A área de contacto entre o pneu e o agregado poderá ser substituída por uma área circular, designada por área de contacto do pneu equivalente, sendo obtida pela equação:

$$A = \pi r^2 \quad (70)$$

onde r representa o raio.

Relacionando as equações 69 e 70, obtém-se a equação que permite obter o valor do raio da área de contacto equivalente entre os pneus e o agregado:

$$r = \sqrt{\frac{P}{\pi p}} \quad (71)$$

A substituição da área real de contacto pela área circular apenas é válida para analisar o efeito do tráfego no solo de fundação, sendo o único mecanismo de rotura explicitamente considerado neste método.

A definição da geometria do eixo do veículo e da área de contacto entre os pneus e o agregado é demonstrada na figura 4.21.

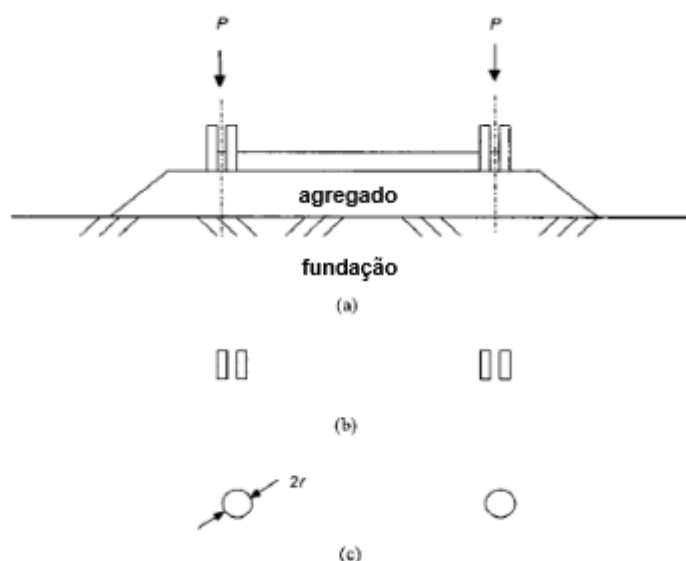


Figura 4.21. - Representação da geometria e da área de contacto: a) geometria do eixo do veículo b) área de contacto do pneu c) área de contacto equivalente usada na análise (adaptado de GIROUD e HAN, 2004).

Baseando-se no guia de dimensionamento de estradas pavimentadas realizado pela AASHTO (1993), GIROUD e HAN (2004) concluíram que o material da camada granular de sub-base utilizado em estradas não pavimentadas é mais semelhante com a camada granular de base utilizada em estradas pavimentadas do que a camada de sub-base utilizada em estradas pavimentadas. Desta forma, basearam-se no gráfico formulado pela AASHTO (1993) que relaciona o índice CBR da camada de base de estradas pavimentadas com o módulo de deformabilidade, para obter a correlação entre o módulo de resiliência do agregado e o índice CBR do agregado. A correlação obtida é expressa da seguinte forma:

$$E_{bc} = f_{EBC} CBR_{bc}^{0.3} \quad (72)$$

onde E_{bc} é o módulo de deformabilidade do agregado (em MPa), CBR_{bc} é o valor do ensaio CBR do agregado e f_{EBC} corresponde a um fator igual a 36 MPa.

A resistência não drenada do solo de fundação pode ser calculada em laboratório ou *in situ*, podendo ainda ser deduzida através do valor do ensaio CBR da fundação pela relação proposta por GIROUD e NOIRAY (1981):

$$c_u = f_c CBR_{sg} \quad (73)$$

onde c_u é a resistência não drenada da fundação (kPa), CBR_{sg} corresponde ao valor do ensaio CBR da fundação e f_c é um fator igual a 30 kPa. Esta relação apenas é válida para valores do ensaio CBR menores do que 5.

A fundação é caracterizada pelo respectivo módulo de resiliência, obtido pela correlação, desenvolvida por HEUKELOM e KLOMP (1962), entre o índice CBR da fundação e o seu módulo de deformabilidade, que se expressa da seguinte forma:

$$E_{sg} = f_{ESG} \text{ CBR}_{sg} \quad (74)$$

sendo f_{ESG} um fator igual a 10,35 MPa e E_{sg} o módulo de resiliência da fundação (em MPa). A correlação apresentada anteriormente apenas é válida para valores de ensaio CBR menores do que 10.

A razão entre o módulo de resiliência do agregado e o módulo de resiliência da fundação é um dos parâmetros considerado neste método, sendo calculado pela equação seguinte, deduzida das equações 72 e 74:

$$\frac{E_{bc}}{E_{sg}} = \frac{3.48 \text{ CBR}_{bc}^{0.3}}{\text{CBR}_{sg}} \quad (75)$$

Uma vez que estudos realizados por HEUKELOM e KLOMP (1962) demonstraram que a razão entre o módulo de resiliência do agregado e o módulo de resiliência da fundação assume valores entre 1,0 e 5,0, GIROUD e HAN (2004) adotaram como limite inferior o valor 5,0. Desta forma, o limite da razão dos módulos de resiliência é expresso da seguinte forma:

$$R_E = \min\left(\frac{E_{bc}}{E_{sg}}, 5\right) = \min\left(\frac{3.48 \text{ CBR}_{bc}^{0.3}}{\text{CBR}_{sg}}, 5\right) \quad (76)$$

onde R_E é o limite da razão entre o módulo de resiliência do agregado pelo módulo de resiliência da fundação.

As cargas induzidas pelo tráfego dão origem a sulcos na superfície do agregado, sendo a profundidade do sulco medida verticalmente entre o ponto mais baixo do sulco e a linha que une os pontos altos desta depressão. O critério de rotura definido pela profundidade de sulco admissível de 0,075 m foi adotado por *U.S. Army Corps of Engineers*, sendo um valor muito utilizado em estradas não pavimentadas. Poderão ser consideradas maiores profundidades de sulco admissível, como por exemplo 0,1 m. GIROUD e HAN (2004) salientam que a profundidade de sulco admissível é um critério de funcionamento que não corresponde necessariamente a uma rotura do agregado ou da fundação.

O método assume que as tensões aplicadas pelas rodas são distribuídas sobre a área circular caracterizada pelo raio (r), sendo espalhadas ao longo da camada de agregado segundo um ângulo de distribuição de carga (α). As tensões normais (p_i) aplicadas na interface entre o agregado e a fundação são, assim, obtidas pela equação:

$$p_i = \frac{P}{\pi (r + h \tan \alpha)^2} \quad (77)$$

resultando, uma altura de agregado, h , dada por:

$$h = \frac{r}{\operatorname{tg} \alpha} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 p_i}} - 1 \right) \quad (78)$$

Nas equações anteriores p_i representa a tensão normal distribuída na interface entre o agregado e a fundação (em kPa), P a carga axial de uma extremidade do eixo (em kN), r o raio da área de contacto equivalente do pneu (em m) e α o ângulo de distribuição de carga em ($^\circ$).

De modo a prevenir a rotura da fundação, as tensões normais distribuídas na interface entre o agregado e a fundação (p_i) devem cumprir o seguinte requisito:

$$p_i \leq m N_c c_u \quad (79)$$

onde m é o coeficiente de mobilização da capacidade de carga (que se definirá seguidamente), N_c é o fator da capacidade de carga e c_u é a resistência não drenada da fundação (em kPa).

Relacionando as equações 81 e 82, obtém-se que:

$$h \geq \frac{r}{\operatorname{tg} \alpha} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c c_u}} - 1 \right) \quad (80)$$

Relativamente ao fator de capacidade de carga a utilizar no caso não reforçado, GIROUD e HAN (2004) adotaram o valor 3,14 que corresponde ao fator da capacidade de carga em regime elástico da fundação em condições não drenadas, sendo desta forma consistente com o método de GIROUD e NOIRAY (1981).

Para o caso em que é utilizado geotêxtil como elemento de reforço é adotado o valor de 5,14 para o fator de capacidade de carga, uma vez que é representativo da situação em que o agregado é separado da fundação pelo geotêxtil, não havendo imbricamento entre o geotêxtil e o agregado. Por outro lado, este valor corresponde ao caso do estado plano de deformação que é representativo do tráfego canalizado, uma vez que as deformações associadas aos sulcos com grandes extensões criam condições de estado plano de deformação.

Quando a estrada não pavimentada é reforçada com geogrelha, o fator de capacidade de carga a utilizar é de 5,71, sendo este valor justificado pela presença de tensões de corte máximas na interface fundação/agregado orientadas para o interior da área carregada que resultam do imbricamento do agregado na geogrelha.

As propriedades do agregado, as propriedades da geogrelha e a influência do tráfego estão implícitas em dois parâmetros importantes: o coeficiente de mobilização da capacidade de carga (m) e o ângulo de distribuição de carga (α). O coeficiente de mobilização da capacidade de carga define a capacidade de carga que foi mobilizada, dependendo da deflexão na superfície da fundação quando a profundidade de sulco atinge o seu valor admissível. GIROUD e HAN (2004) explicam que a deflexão medida na interface fundação/agregado é inferior à profundidade de sulco na superfície, uma vez que parte da profundidade de sulco é devida à deformação no interior do agregado. Assim, quanto maior for a

espessura de agregado, menor será a deformação na interface para uma determinada profundidade de sulco conhecida. Desta forma, se a profundidade de sulco admissível é de 0,075 m, a deflexão na fundação será de 0,075 m se a espessura de agregado for zero. O coeficiente de mobilização da capacidade de carga neste caso será de 1 e, à medida que a espessura de agregado aumenta, o valor do coeficiente tomará valores inferiores.

O ângulo de distribuição de carga define a capacidade do agregado transferir as cargas induzidas pelo tráfego à fundação.

Tendo em conta a profundidade de sulco admissível de 0,075 m, é sugerida a seguinte expressão para a determinação do coeficiente de mobilização da capacidade de carga, m:

$$m = 1 - \xi \exp \left[-\omega \left(\frac{r}{h} \right)^n \right] \quad (81)$$

onde r é o raio da área de contacto equivalente (m), h é a espessura de agregado (m) e ξ , ω e n são constantes cujos valores foram obtidos pela calibração de ensaios de carga em placa, sendo os seus valores $\xi=1$, $\omega = 1$ e $n = 2$.

Para sulcos com profundidades diferentes de 0,075 m é proposta a expressão 82, sendo apenas válida para sulcos cuja profundidade varia entre 0,05 e 0,10 m. É assumido pelos autores deste método que o coeficiente de mobilização da capacidade de carga é proporcional à profundidade de sulcos para valores diferentes de 0,075 m.

$$m = \left(\frac{s}{f_s} \right) \left\{ 1 - \xi \exp \left[-\omega \left(\frac{r}{h} \right)^n \right] \right\} \quad (82)$$

Na equação anterior s representa a profundidade de sulco admissível (em mm) e f_s um fator igual a 75 mm.

A combinação das expressões 80 e 83 permite obter a espessura de agregado necessária, h, para estradas não pavimentadas reforçadas e sem reforço.

$$h = \frac{r}{\tan \alpha} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 \left(\frac{s}{f_s} \right) \left\{ 1 - \xi \exp \left[-\omega \left(\frac{r}{h} \right)^n \right] \right\} N_c c_u}} - 1 \right) \quad (83)$$

Na equação 83, r corresponde ao raio da área de contacto equivalente do pneu (em m) e P é a carga axial de cada rodado (kN).

GIROUD e HAN (2004) propõem a expressão 84 para calcular a capacidade de carga da fundação quando a espessura de agregado é zero, e assim concluir se é necessária a camada de agregado.

$$P_{h=0} = \pi r^2 m N_c c_u \quad (84)$$

Se a espessura de agregado é zero, a expressão 85 fornece o valor de m que é expresso da seguinte forma:

$$m = \frac{s}{f_s} \quad (85)$$

Combinando as equações 84 e 85, obtém-se que:

$$P_{h=0} = \pi r^2 \frac{s}{f_s} N_c c_u \quad (86)$$

O ângulo de distribuição de carga não é um parâmetro físico real, isto é, não é possível medi-lo experimentalmente ou calculá-lo teoricamente de forma direta. Desta forma, será necessário recorrer a procedimentos indiretos, tendo sido adotado neste método um procedimento que se baseia nas pressões verticais médias equivalentes situadas no eixo do carregamento. Segundo GIROUD e HAN (2004), as pressões máximas são importantes uma vez que para uma fundação constituída por material fino, carregada segundo condições não drenadas, a rotura local inicia-se pelo ponto com maior tensão.

O efeito das propriedades da fundação e do agregado no ângulo de distribuição de carga é demonstrado através da correlação proposta por BURMISTER (1958):

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \operatorname{tg} \alpha_0 \left[1 + 0,204 \left(\frac{E_{bc}}{E_{sg}} - 1 \right) \right] \quad (87)$$

onde α_1 é o ângulo de distribuição de carga quando $E_{bc} \neq E_{sg}$ e α_0 é o ângulo de distribuição de carga para uma referência média definida por $E_{bc} = E_{sg}$, E_{bc} é o módulo de resiliência do agregado e E_{sg} corresponde ao módulo de resiliência da fundação. GIROUD e HAN (2004) salientam que a expressão anteriormente apresentada é apenas válida para carregamentos estáticos e é dependente da razão r/h . No entanto, a correlação não depende significativamente da razão r/h quando esta admite valores entre 0,2 e 2,0.

Combinando as equações 76 e 87, é possível obter a seguinte relação:

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \operatorname{tg} \alpha_0 [1 + 0,204 (R_E - 1)] \quad (88)$$

sendo R_E o limite da razão entre os módulos de resiliência do agregado e da fundação.

A expressão anterior permite converter qualquer ângulo de distribuição de carga estática em ângulo de distribuição de carga de referência, α_0 , que é independente das características do agregado e da fundação.

Adicionalmente, é utilizado o fator da razão entre os módulos, f_E , que é definido da seguinte forma:

$$f_E = 1 + 0,204(R_E - 1) \quad (89)$$

Relativamente ao efeito do tráfego no ângulo de distribuição de carga, GIROUD e HAN (2004) basearam-se em valores medidos em laboratório em ensaios de carga em placa cíclicos, realizados por GABR (2001), para desenvolverem a seguinte expressão:

$$\frac{1}{\text{tg } \alpha} = \frac{1 + k \log N}{\text{tg } \alpha_1} \quad (90)$$

Na equação anterior α é o ângulo de distribuição de carga para o caso em que o número de passagens de eixo padrão é N , α_1 é o ângulo de distribuição de carga para o caso em que o número de passagens de eixo padrão é 1 e k é uma constante dependente da espessura de agregado e do reforço.

Combinando as equações 88 e 90 obtém-se a seguinte relação:

$$\frac{1}{\text{tg } \alpha} = \frac{1 + k \log N}{\text{tg } \alpha_0 [1 + 0,204 (R_E - 1)]} \quad (91)$$

Relacionando as equações 83 e 91, é possível calcular a espessura de agregado necessária, tendo em conta a influência das propriedades do agregado e da fundação e o efeito do tráfego, através da equação:

$$h = \frac{1 + k \log N}{\text{tg } \alpha_0 [1 + 0,204 (R_E - 1)]} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 \left(\frac{s}{f_s}\right) \left\{1 - \xi \exp \left[-\omega \left(\frac{r}{h}\right)^n\right]\right\} N_c c_u}} - 1 \right) r \quad (92)$$

Com base nos resultados experimentais de GABR (2001), GIROUD e HAN (2004) propõem uma equação empírica que apresenta uma boa aproximação com os resultados experimentais e que relaciona a espessura de agregado com o módulo de estabilidade de aberturas da geogrelha, J , com o ângulo de distribuição de carga.

$$\frac{k}{\text{tg } \alpha_1} = (B + CJ + DJ^2) \left(\frac{r}{h}\right)^x \quad (93)$$

onde B , C , D e x são constantes cujos valores foram obtidos por tentativa erro, de forma a ajustar às curvas obtidas pelos resultados experimentais, sendo estes 0,84, 0, -1,275 e 1,5.

Como resultado da combinação das expressões anteriormente apresentadas, GIROUD e HAN (2004) formulam a equação que se segue para calcular a espessura de agregado.

$$h = \frac{0,868 + (0,661 - 1,006J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1,5} \log N}{f_E} \left[\sqrt{\frac{\frac{P}{\pi r^2}}{m N_c f_c \text{CBR}_{sg}}} - 1 \right] r \quad (94)$$

A equação anterior é válida para o caso de via reforçada e para o caso de estrada não reforçada, sendo os casos diferenciados pelos valores atribuídos ao fator de capacidade de carga e ao módulo de estabilidade de aberturas da geogrelha, tal como se observa no quadro 4.7.

Quadro 4.7. - Valores de fator de capacidade de carga e de módulos de abertura a adoptar no presente método.

	Sem reforço	Com reforço	
		Geogrelha	Geotêxtil
J	0	J>0	0
N _c	3,14	5,71	5,14

O procedimento de cálculo para aplicação deste método é então realizado da seguinte forma:

Passo 1: Calcular o raio da área de contacto equivalente usando a equação 74 e seleccionar a profundidade de sulco admissível, caso não seja um parâmetro conhecido. Se o índice CBR da fundação for conhecido e a resistência não drenada não for conhecida, calcular a resistência não drenada pela equação 76 ou por outras correlações apropriadas.

Passo 2: Verificar se a fundação consegue suportar a carga axial da roda sem considerar o uso de reforço, através da determinação da sua capacidade de carga, usando a equação 89.

Se a carga axial da roda for menor do que a capacidade de carga da fundação $P_{h=0}$, então não será necessário agregado. No entanto, é recomendada uma espessura mínima de 0,10 m para prevenir o distúrbio da fundação induzido pelo tráfego. Sendo assim, se $P < P_{h=0}$, o dimensionamento está terminado. Se $P > P_{h=0}$ será necessária uma camada de agregado e possivelmente a colocação de geossintético, seguindo-se o passo 3.

Passo 3: Assumir uma espessura de agregado. Através da equação 97 determinar a espessura de agregado exigida através de iterações, isto é, se a espessura obtida pela equação 97 for muito diferente da espessura assumida, deverá ser feita outra iteração. O cálculo é feito até que a espessura obtida seja igual à espessura assumida inicialmente. Se a espessura obtida for menor do que 0,10 m ou se for negativa, é aconselhável utilizar a espessura mínima de agregado de 0,10 m.

5

ESTUDO PARAMÉTRICO ENVOLVENDO OS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentada uma análise paramétrica envolvendo os métodos de dimensionamento referidos no capítulo anterior. Foram desenvolvidas várias folhas de cálculo nas quais se optou por considerar, apenas, os métodos de dimensionamento cujos resultados são obtidos por expressões analíticas, tendo em conta que permitem analisar a influência dos parâmetros envolvidos no dimensionamento da espessura da camada de agregado. Desta forma, de acordo com o método em que se inserem, será analisada a influência dos seguintes parâmetros: índice CBR da fundação, ângulo de atrito do agregado, número de passagens do eixo padrão, módulo de estabilidade de aberturas da geogrelha, módulo de rigidez secante do geossintético, ângulo de distribuição de carga e profundidade de sulco admissível. Os métodos de dimensionamento alvo de análise paramétrica foram os seguintes: GIROUD e NOIRAY (1981), MILLIGAN et al. (1989a), HOULSBY e JEWELL (1990) e GIROUD e HAN (2004).

Inicialmente será apresentado o processo de calibração de cada método, sendo de seguida realizada a análise paramétrica. De forma a comparar os métodos de dimensionamento apresentados, será ainda realizada uma breve análise comparativa.

5.2. CALIBRAÇÃO DOS MÉTODOS

5.2.1. MÉTODO DE GIROUD E NOIRAY (1981)

Tal como referido por GIROUD e NOIRAY (1981), os resultados utilizados foram obtidos em ensaios à escala real de estradas não pavimentadas com e sem reforço, realizados pelo *U.S. Army Corps of Engineers*, como forma de validação do respetivo método de dimensionamento. Os resultados obtidos pelos ensaios mencionados encontram-se representados no quadro 5.1, sendo que consideram o eixo padrão de 80 kN e uma profundidade de sulco admissível de 0,28 m. No mesmo quadro é ainda apresentada a espessura de agregado calculada pelo método proposto por GIROUD e NOIRAY (1981), recorrendo ao ábaco de dimensionamento que considera 0,30 m como profundidade de sulco admissível.

Nas figuras 5.1. e 5.2 são apresentados os resultados dos exemplos de calibração do método obtidos através da folha de cálculo desenvolvida, onde são utilizados como parâmetros de entrada os dados dos ensaios à escala real expressos no quadro 5.1. Tal como se verifica pela análise da figura 5.1, para a situação em que não se coloca geotêxtil e admitindo 200 passagens do eixo padrão, o valor da espessura

de agregado necessária (h'_0) é de 0,36 m. Para a segunda situação, onde se considera a colocação de um geotêxtil, de uma marca comercial que se optou por não identificar, e que se passa a designar por Geotêxtil U44/C38 e tendo em conta o respectivo módulo de rigidez secante, o número de passagens e o índice CBR da fundação, o valor da espessura de agregado (h') obtido é de 0,38 m.

A comparação entre os valores das espessuras de agregado apresentados no quadro 5.1 e nas figuras 5.1 e 5.2 permite concluir que a programação do método não apresenta erros, obtendo-se valores bastantes próximos dos valores experimentais e dos valores apresentados por GIROUD e NOIRAY (1981).

Quadro 5.1. - Resultados dos ensaios realizados pelo *U.S. Army Corps of Engineers versus* espessura de agregado estimada pelo método de dimensionamento (adaptado de GIROUD e NOIRAY, 1981).

Dados do ensaio em grande escala (para profundidade de sulco de 0,28 m)					Espessura de agregado obtida pelo ábaco de dimensionamento para $r = 0,3$ m.
Geotêxtil	Solo de fundação	Nº de passagens	Espessura de agregado		
Tipo	K (kN/m)	CBR	N	h' (m)	h' (m)
Sem geotêxtil	0	0,9	200	0,36	0,34
Geotêxtil U44/C38	70	1,1	2.500	0,36	0,38

Parâmetros introduzidos		Parâmetros calculados	
P (N)	80000,00	B(m)	0,41
p_{ec} (Pa)	480000,00	L(m)	0,29
CBR	0,90	p_{ec} (Pa)	339411,25
c_u (Pa)	27000,00	a	0,30
γ (N/m ³)	20000,00	a'	0,65
r (m)	0,30	s	0,21
Ns	200,00	ϵ	0,09
K (N/m)	0,00		
e (m)	1,90		
Tipo de camião*	1,00		
h arbitrado (m)	0,16		
		Parâmetros fixos	
		$\tan \alpha = \tan \alpha_0$	0,60
		Resultados	
Análise estática	h_0	0,28	
	h	0,16	
	Δh	0,12	
Análise dinâmica	h'_0	0,36	
	h'	0,24	

*camiões correntes - introduzir 1
camiões de obra - introduzir 2

Figura 5.1. - Exemplo de calibração do método de GIROUD e NOIRAY (1981) considerando a não colocação de geotêxtil.

Parâmetros introduzidos		Parâmetros calculados	
P (N)	80000,00	B(m)	0,41
p_{ec} (Pa)	480000,00	L(m)	0,29
CBR	1,10	p_{ec} (Pa)	339411,25
c_u (Pa)	33000,00	a	0,26
γ (N/m ³)	20000,00	a'	0,69
r (m)	0,30	s	0,22
Ns	2500,00	ϵ	0,11
K (N/m)	70000,00		
e (m)	1,90		
Tipo de caminhão*	1,00		
h arbitrado (m)	0,09		

Parâmetros fixos	
$\tan \alpha = \tan \alpha_0$	0,60

Resultados		
Análise estática	h ₀	0,23
	h	0,09
	Δh	0,14

Análise dinâmica	h' ₀	0,51
	h'	0,38

*camiões correntes - introduzir 1
camiões de obra - introduzir 2

Figura 5.2. - Exemplo de calibração do método de GIROUD e NOIRAY (1981) utilizando o geotêxtil U44/C38.

5.2.2. MÉTODO DE MILLIGAN ET AL. (1989A)

MILLIGAN et al. (1989a) avaliam o efeito da variação da espessura do agregado no valor da pressão admissível aplicada à superfície, tal como se pode verificar no quadro 5.2. Para os três valores da espessura de agregado são admitidos os seguintes parâmetros: $B = 0,2$ m, $\tan \beta = 0,5$, $\phi = 35^\circ$, $\gamma = 20$ kN/m³ e $c_u = 20$ kPa.

De forma a calibrar a programação do método, foram introduzidos os valores referidos anteriormente como parâmetros de entrada, tendo-se obtido os resultados apresentados nas figuras 5.3, 5.4 e 5.5. Verifica-se que os valores obtidos são muito semelhantes, admitindo-se que o erro possa ser justificado pela utilização de diferentes ferramentas de cálculo.

Quadro 5.2. - Variação da carga admissível com a espessura de agregado (adaptado de MILLIGAN et al., 1989b).

D (m)	B' (m)	N _c (caso não reforçado)	N _c (caso reforçado)	p_u (kPa)	p_r (kPa)	p_f (kPa)	T (kN/m)
0,30	0,35	3,94	5,14	138	180	192	7,8
0,40	0,40	3,89	5,14	156	206	192	10,0*
0,50	0,45	3,91	5,14	176	231	192	11,8*

*Estes valores encontram-se reduzidos a 8,9 kN/m uma vez que o carregamento é condicionado pelo valor da capacidade de carga do agregado.

Parâmetros introduzidos	
B (m)	0,20
D (m)	0,30
$\phi(^{\circ})$	35,00
γ (kN/m3)	20,00
cu (kPa)	20,00
$\delta(^{\circ})$	0,00
Parâmetros fixos	
$\beta(^{\circ})$	26,57
Nc (caso reforçado)	5,14
Parâmetros calculados	
B' (m)	0,35
β (rad)	0,464
ϕ (rad)	0,61
Ka	0,27
Kp	3,69

Resultados		
Caso não reforçado	Ncr	3,94
	αr	0,76
	pu (kPa)	137,93
	pu (kN/m)	55,17
Caso reforçado	pr1 (kPa)	179,97
	pr1 (kN/m)	71,99
	Tr1 (kN/m)	7,84
	Dr (m)	0,14
	pr2 (kPa)	137,93
	pr2 (kN/m)	55,17
	Tr2 (kN/m)	3,75
	pf (kPa)	192,12
	Ny	48,03
	Nq	33,30
	Ncf	5,49
	αf	1,23
	T (kN/m)	8,58
	p(D=0) (kPa)	102,8

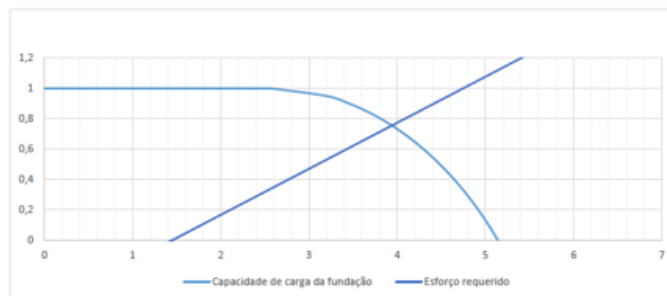


Figura 5.3. - Exemplo de calibração do método para uma espessura de agregado de 0,30 m.

Parâmetros introduzidos	
B (m)	0,20
D (m)	0,40
$\phi(^{\circ})$	35,00
γ (kN/m3)	20,00
cu (kPa)	20,00
$\delta(^{\circ})$	0,00
Parâmetros fixos	
$\beta(^{\circ})$	26,57
Nc (caso reforçado)	5,14
Parâmetros calculados	
B' (m)	0,40
β (rad)	0,464
ϕ (rad)	0,61
Ka	0,27
Kp	3,69

Resultados		
Caso não reforçado	Ncr	3,89
	αr	0,78
	pu (kPa)	155,42
	pu (kN/m)	62,17
Caso reforçado	pr1 (kPa)	205,69
	pr1 (kN/m)	82,27
	Tr1 (kN/m)	9,98
	Dr (m)	0,20
	pr2 (kPa)	155,42
	pr2 (kN/m)	62,17
	Tr2 (kN/m)	5,53
	pf (kPa)	192,12
	Ny	48,03
	Nq	33,30
	Ncf	4,80
	αf	1,12
	T (kN/m)	8,96
	p(D=0) (kPa)	102,8

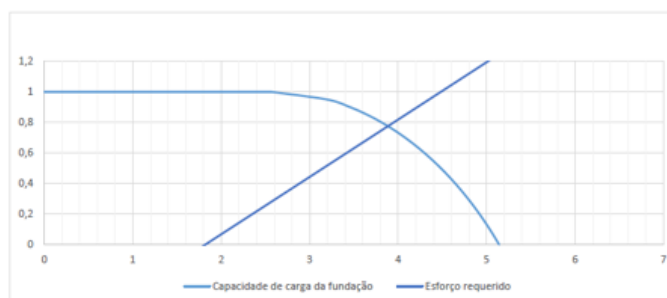


Figura 5.4. - Exemplo de calibração do método para uma espessura de agregado de 0,40 m.

Parâmetros introduzidos	
B (m)	0,20
D (m)	0,50
ϕ (°)	35,00
γ (kN/m ³)	20,00
c_u (kPa)	20,00
δ (°)	0,00

Parâmetros fixos	
β (°)	26,57
Nc (caso reforçado)	5,14

Parâmetros calculados	
B' (m)	0,45
β (rad)	0,464
ϕ (rad)	0,61
Ka	0,27
Kp	3,69

Resultados		
Caso não reforçado	Ncr	3,91
	α_r	0,77
	pu (kPa)	175,86
	pu (kN/m)	70,34
Caso reforçado	pr1 (kPa)	231,40
	pr1 (kN/m)	92,56
	Tr1 (kN/m)	11,79
	Dr (m)	0,28
	pr2 (kPa)	175,86
	pr2 (kN/m)	70,34
	Tr2 (kN/m)	7,47
	pf (kPa)	192,12
	Ny	48,03
	Nq	33,30
	Ncf	4,27
	α_f	0,93
	T (kN/m)	8,34
	p(D=0) (kPa)	102,8

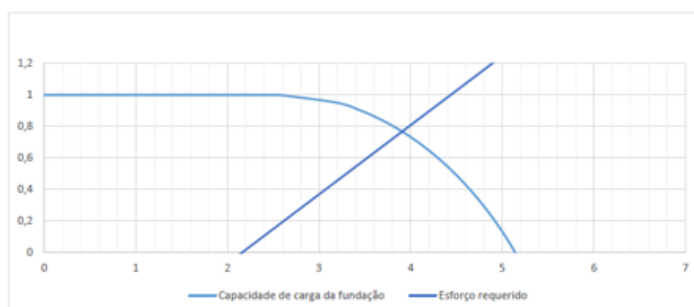


Figura 5.5. - Exemplo de calibração do método para uma espessura de agregado de 0,50 m.

5.2.3. MÉTODO DE HOULSBY E JEWELL (1990)

De forma a calibrar o presente método, será utilizado o exemplo apresentado por HOULSBY e JEWELL (1990) cujos parâmetros conhecidos são: $P = 40$ kN, $R = 0,22$ m, $c_u = 22$ kPa e $\gamma = 20$ kN/m³. O cálculo da espessura de agregado e da força de tração exigida ao reforço foi efetuado por HOULSBY e JEWELL (1990) recorrendo ao ábaco de dimensionamento correspondente, ou seja, para $c_u/\gamma R = 5$ e $\beta = 35^\circ$, que se encontra representado na figura 5.6. Assim, para $p/c_u = 263,1/22 = 11,95 \approx 12$ obtém-se uma espessura de agregado de 0,14 m para o caso de via com reforço e de 0,23 m para o caso de via não reforçada. Uma vez que $T/c_u \times R = 1,57$, a força de tração exigida ao reforço será de 7,6 kN/m.

Tendo em conta estes valores, introduziu-se como parâmetros de entrada os valores conhecidos descritos anteriormente, utilizando como valor inicial de espessura de agregado 0,23 m. A pressão admissível obtida para o caso não reforçado é de 264 kPa, tal como se verifica na figura 5.7, sendo muito próxima do valor real de 263,10 kPa. O erro é explicado pelo facto do fator da capacidade de carga ser lido através do diagrama que relaciona as tensões de corte e as tensões verticais exigidas e admissíveis, cujo valor corresponde à interseção da envolvente da capacidade de carga da fundação com a reta representativa do esforço exigido.

Para o caso reforçado, obteve-se uma espessura de agregado necessária de 0,14 m, estando associada a um esforço de tração exigido ao geossintético de 7,68 kN/m. Conclui-se, portanto, que a programação deste método se encontra calibrada.

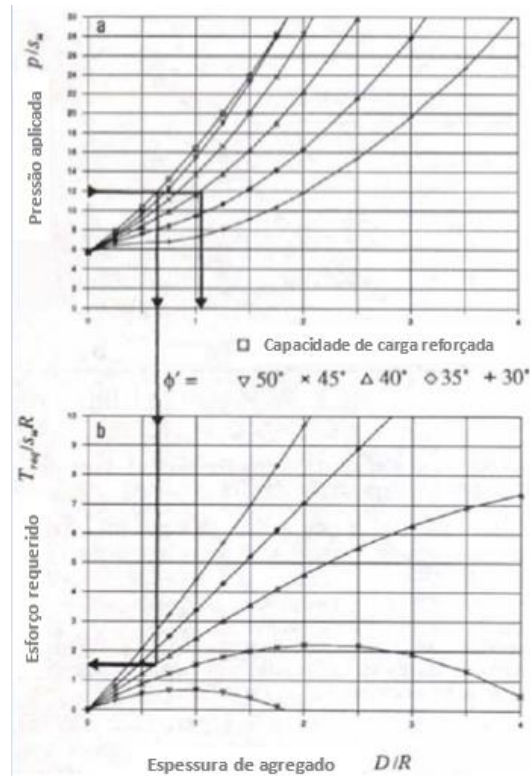


Figura 5.6. - Ábaco de dimensionamento para $c_u/\gamma R = 5$ e $\beta = 35^\circ$ (HOULSBY e JEWELL, 1990).

Parâmetros introduzidos		Resultados	
R (m)	0,22	pu (kPa)	264,00
D (m)	0,23	pu (kN/m)	116,16
$\beta(^{\circ})$	35,00	pr1 (kPa)	375,53
$\phi(^{\circ})$	40,00	pr1 (kN/m)	165,23
γ (kN/m ³)	20,00	Tr1 (kN/m)	12,29
c_u (kPa)	22,00	Dr (m)	0,14
$\delta(^{\circ})$	0,00	pr2 (kPa)	264,00
Nc (não reforçado)	4,00	pr2 (kN/m)	116,16
		Tr2 (kN/m)	7,68
		pf (kPa)	288,84
		Ny	109,41
		Nq	64,20
		T (kN/m)	8,53
		p(D=0) (kPa)	125,18
Parâmetros calculados			
Ka	0,22		
Kp	4,60		
R' (m)	0,38		
β (rad)	0,61		
ϕ (rad)	0,70		

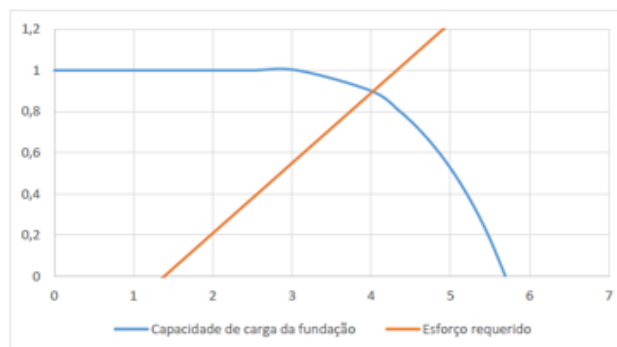


Figura 5.7. - Exemplo de calibração do método de HOULSBY e JEWELL (1990).

5.2.4. MÉTODO DE GIROUD E HAN (2004)

GIROUD e HAN (2004) procederam à comparação dos valores obtidos pelo método desenvolvido com os valores obtidos em ensaios à escala real realizados por TINGLE e WEBSTER (2003), tendo sido analisadas quatro secções. No quadro 5.3 são comparados os valores da espessura de agregado para uma carga de 36,8 kN por rodado (73,6 kN por eixo), pressão de enchimento de pneu de 516 kPa, profundidade de sulco admissível de 0,075 m, 4000 passagens de eixo padrão, índice CBR da fundação de 0,70 e índice CBR do agregado de 80.

Quadro 5.3. - Comparação dos valores obtidos por TINGLE e WEBSTER (2003) com os valores obtidos por GIROUD e HAN (2004).

h (m)		
Seção da estrada	Medido	Calculado
Sem reforço	0,51	0,59
Reforçada com geotêxtil não tecido	0,38	0,43
Reforçada com geotêxtil tecido	0,38	0,43
Reforçada com geogrelha B12 sob o geotêxtil	0,25	0,25

Depois de introduzidos os parâmetros na folha de cálculo desenvolvida, são obtidos os resultados representados na figura 5.8, sendo estes idênticos aos valores obtidos por GIROUD e HAN (2004) e apresentados no quadro 5.3. Conclui-se, portanto, que a programação deste método de dimensionamento se apresenta calibrada.

Parâmetros introduzidos	
P (kN)	36,80
p (kPa)	516,00
CBRsg	0,70
CBRbc	80,00
s (m)	0,075
J (m N/°)	0,65
N	4000,00
Parâmetros fixos	
fc (kPa)	30,00
fs (mm)	0,075
febc (MPa)	36,00
fesg (MPa)	10,35
Parâmetros calculados	
r (m)	0,15
A (m ²)	0,07
cu (kPa)	21,00
Ebc (MPa)	134,04
Esg (MPa)	7,25
RE	5,00
fE	1,82

Resultados	
sem reforço	
Ph=0 (kN)	4,70
h a arbitrar (m)	0,59
m	0,16
h (m)	0,59
com geogrelha	
Ph=0 (kN)	8,55
h a arbitrar (m)	0,25
m	0,37
h (m)	0,25
com geotêxtil	
Ph=0 (kN)	7,70
h a arbitrar (m)	0,43
m	0,20
h (m)	0,43

Figura 5.8. - Exemplo de calibração do método.

5.3. ESTUDO PARAMÉTRICO

Para dimensionar um pavimento rodoviário é necessário converter os veículos pesados que circulam no pavimento em passagens equivalentes do eixo padrão. De acordo com o INIR (2012), no caso dos pavimentos com materiais granulares nas camadas sobrejacentes à fundação, é utilizado o eixo padrão de 80 kN e a pressão de enchimento dos pneus deve ser de 550 kPa. Assim, foram estes os valores utilizados no estudo paramétrico que se apresenta em seguida.

Relativamente às propriedades dos materiais e tendo em conta as limitações estabelecidas pelos métodos, admitiu-se para o agregado um índice CBR de 80 e um peso volúmico de 20 kN/m³. Para a fundação foram considerados diferentes índices CBR, sendo apresentados em cada método.

5.3.1. MÉTODO DE GIROUD E NOIRAY (1981)

Com o objetivo de verificar a influência do módulo de rigidez secante do geossintético, do número de passagens do eixo padrão, da profundidade de sulcos admissíveis e do índice CBR da fundação na espessura de agregado, foram determinados valores da espessura do agregado, atribuindo diferentes valores a estes parâmetros.

Como módulos de rigidez secante do geossintético foram considerados os valores de 100 kN/m, 200 kN/m, 300 kN/m e 400 kN/m, considerando uma extensão admissível no geossintético de 2%.

Relativamente ao número de passagens do eixo padrão, foram admitidos valores de 50, 100, 1000, 3000, 6000 e 10000.

Os índices CBR da fundação variaram entre 0,50 e 15.

A pressão de contacto entre os pneus e o agregado é calculada tendo por base os valores estipulados para camiões correntes. É ainda assumida, para efeitos de cálculo, uma distância de 1,90 m entre os pontos intermédios de cada extremidade do eixo.

Um exemplo de dimensionamento para um módulo de rigidez secante de 100 kN/m, 50 passagens de eixo padrão e profundidade de sulco admissível de 0,075 m é apresentado no quadro 5.4. Os restantes valores obtidos para diferentes módulos de rigidez secante, número de passagens e profundidades de sulco admissíveis encontram-se em Anexo.

Quadro 5.4. - Espessuras de agregado obtidas, considerando o efeito de tráfego, para $K = 100$ kN/m, $N = 50$ e profundidade de sulco admissível de 0,075 m.

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075$ m, $N = 50$ e $K = 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	0,50	0,33	0,17	0,005	469,63
1,00	0,27	0,15	0,32	0,20	0,12	0,007	725,13
1,50	0,17	0,08	0,25	0,15	0,10	0,009	943,58
2,00	0,12	0,03	0,21	0,12	0,08	0,011	1123,35
2,50	0,10	0,00	0,18	0,11	0,08	0,013	1274,26
3,00	0,05	0,00	0,16	0,12	0,05	0,013	1274,26
3,50	0,02	0,00	0,15	0,12	0,02	0,013	1274,26
4,00	0,00	0,00	0,13	0,13	0,00	0,013	1274,26
4,50	0,00	0,00	0,13	0,13	0,00	0,013	1274,26
5,00	0,00	0,00	0,12	0,12	0,00	0,013	1274,26
5,50	0,00	0,00	0,11	0,11	0,00	0,013	1274,26
6,00	0,00	0,00	0,10	0,10	0,00	0,013	1274,26
9,00	0,00	0,00	0,08	0,08	0,00	0,013	1274,26
12,00	0,00	0,00	0,07	0,07	0,00	0,013	1274,26
15,00	0,00	0,00	0,06	0,06	0,00	0,013	1274,26

De forma a avaliar a variação da espessura de agregado, para o caso dinâmico, com colocação de reforço (h'), função do número de passagens do eixo e do módulo de rigidez secante do geossintético, foram produzidos gráficos, tal como o apresentado na figura 5.9, encontrando-se os restantes dados em anexo. O gráfico representado na figura 5.9 demonstra a variação da espessura de agregado com o número de passagens do eixo padrão e com a profundidade de sulco admissível, considerando um índice CBR da fundação de 0,5 e um módulo de rigidez secante do reforço de 100 kN/m.

Pela análise da figura 5.9, verifica-se, tal como seria de esperar, a diminuição da espessura de agregado com o aumento da profundidade de sulco admissível. Por outro lado, é possível observar o aumento da espessura de agregado com o aumento do número de passagens do eixo padrão.

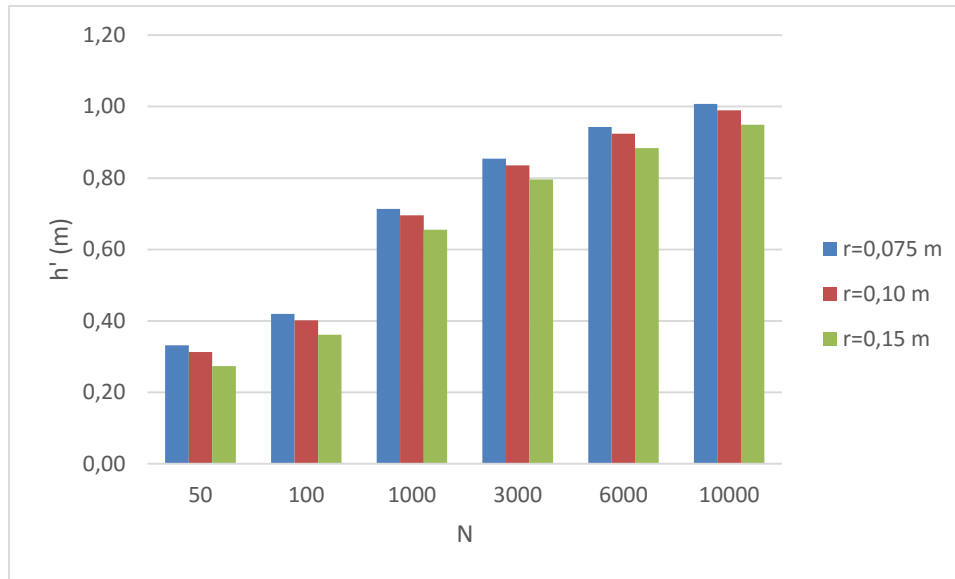


Figura 5.9. - Espessura de agregado para o caso dinâmico reforçado para índice de CBR da fundação de 0.5 e para $K = 100 \text{ kN/m}$.

Com o objetivo de analisar a influência do módulo de rigidez secante no dimensionamento da espessura de agregado, é apresentada a figura 5.10 que, para a mesma situação representada na figura 5.9, excetuando o módulo de rigidez secante, considera o módulo de rigidez do reforço, K igual a 400 kN/m . Pela comparação das duas figuras, conclui-se que mantendo os restantes parâmetros constantes, a variação do módulo de rigidez do geossintético não interfere de forma significativa na espessura de agregado reforçado considerando o efeito do tráfego. Tal facto é explicado pela consideração do efeito da membrana tracionada adotado pelo método, em que a resistência à tração do geossintético é mobilizada de forma significativa para grandes deformações.

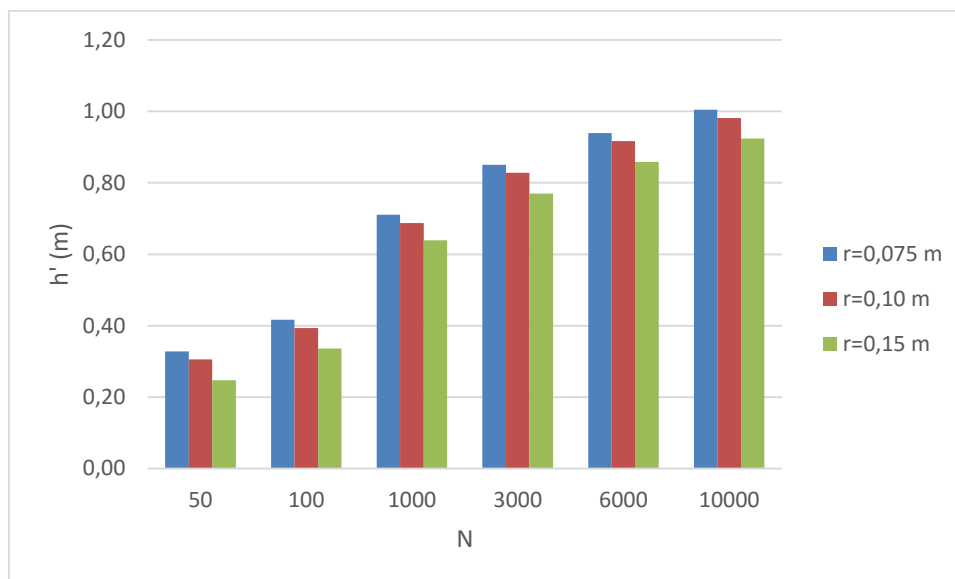


Figura 5.10. - Espessura de agregado para o caso dinâmico reforçado para índice de CBR da fundação de 0,5 e para $K = 400 \text{ kN/m}$.

De seguida é avaliada a influência do índice CBR da fundação no cálculo da espessura de agregado. Considerando 50 passagens do eixo padrão e o módulo de rigidez secante do reforço de 100 kN/m, os resultados obtidos para diferentes profundidades de sulco admissíveis encontram-se representados na figura 5.11.

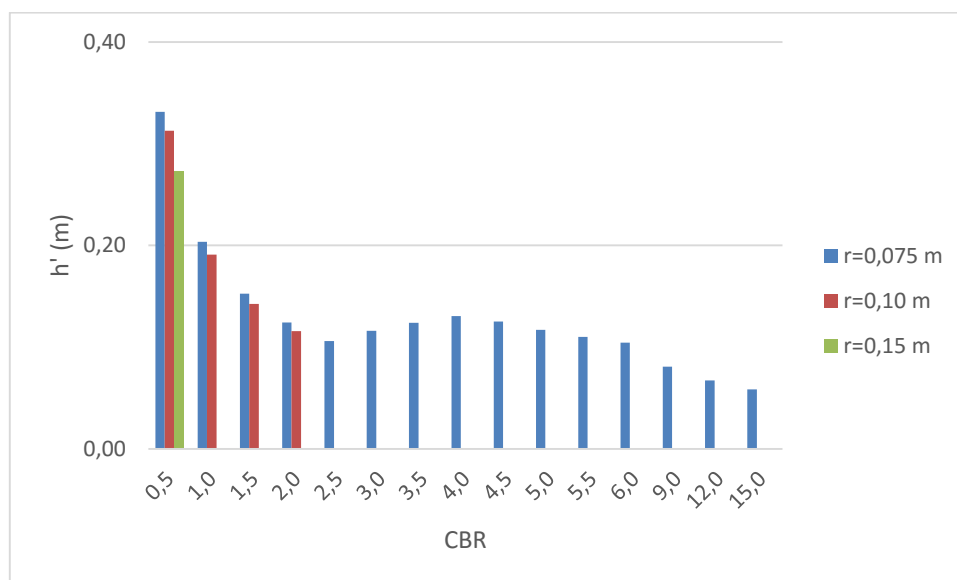


Figura 5.11. - Espessura de agregado para o caso dinâmico com reforço para $N = 50$, para $K = 100$ kN/m.

O aumento da espessura de agregado verificada para índices CBR entre 2,5 e 4 é explicado pelo facto dos valores de espessura de agregado para o caso estático se anularem nesse intervalo. Verifica-se que para o caso estático sem colocação de geossintético, independentemente dos parâmetros de cálculo atribuídos, não é necessária a camada de agregado para índices CBR da fundação superiores a 4, enquanto que, para o caso estático com colocação de geossintético é dispensada a colocação da camada de agregado para índices CBR da fundação superiores a 2.

Na figura 5.12, para $K = 100$ kN/m e $N = 100$, é visível novamente o aumento da espessura de agregado no intervalo acima referido. No entanto, para passagens de eixo padrão superiores a 100, não se verifica o aumento da espessura de agregado, uma vez que os valores da espessura obtida para o caso dinâmico, sem considerar a colocação de geossintético, são suficientemente grandes, não sendo notável a variação da espessura de agregado.

Pela comparação entre as figuras 5.11 e 5.12, tendo em consideração o aumento do número de passagens do eixo de 50 para 100 e considerando os restantes parâmetros constantes, torna-se possível observar o significativo aumento da espessura de agregado necessária.

Importa realçar, uma vez que os módulos de rigidez secante foram estimados para uma extensão máxima admissível de 2%, que para profundidades de sulco de 0,075 m, independentemente do número de passagens do eixo padrão e do módulo de rigidez adotado, a extensão do geossintético obtida pelo método é sempre inferior a 2%. No entanto, para profundidades de sulco de 0,10 m, verificam-se extensões no geossintético superiores a 2% para índices CBR da fundação superiores a 2. Para profundidade de sulco de 0,15 m, apenas é admitida a introdução do geossintético para índices de CBR

de 0,50. Desta forma, tendo em conta a extensão admissível do geossintético adotada inicialmente, não serão apresentados os valores que admitam extensões superiores a 2%.

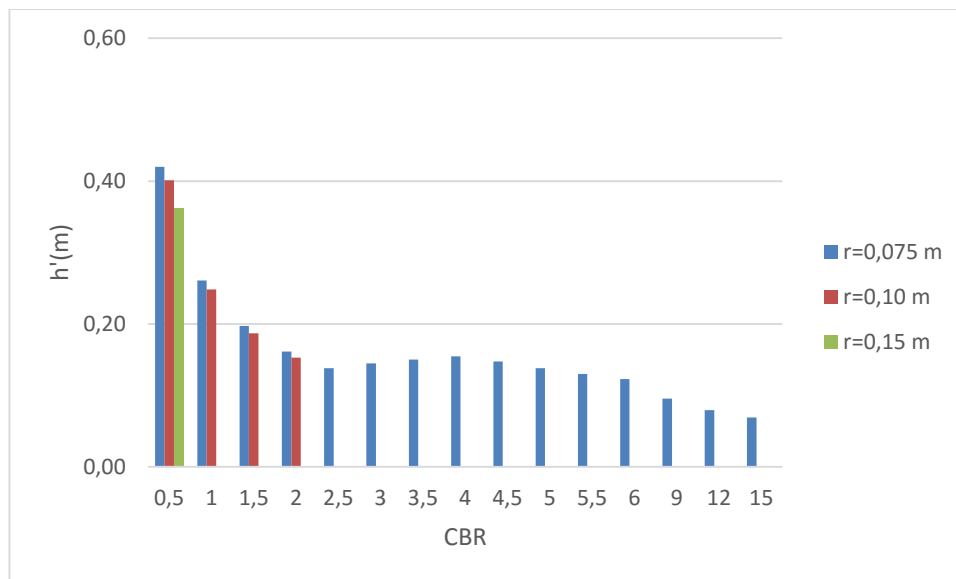


Figura 5.12. - Espessura de agregado para o caso dinâmico reforçado para $N = 100$, para $K = 100$ kN/m.

De acordo com os valores obtidos e, como era de esperar, a redução da espessura de agregado resultante da inclusão de geossintético é significativa para índices CBR da fundação mais baixos. Verifica-se adicionalmente um ligeiro aumento desta redução de espessura para maiores profundidades de sulco admissíveis. Tais factos poderão ser consultados nos resultados apresentados em Anexo.

Nas figuras 5.13 e 5.14 são apresentados os esforços instalados no geossintético para módulos de rigidez secante de 100 kN/m e de 400 kN/m, respetivamente. Observa-se que para $r = 0,075$ m, os esforços instalados são constantes para espessuras de agregado aproximadamente inferiores a 0,35 m, o que é explicado pelo facto de não ser necessária camada de agregado na análise estática considerando o reforço.

Verifica-se que, tal como seria de esperar, para profundidades de sulcos maiores, os esforços instalados no geossintéticos serão também maiores.

Quanto maior o módulo de rigidez do geossintético, maiores os esforços instalados no geossintético.

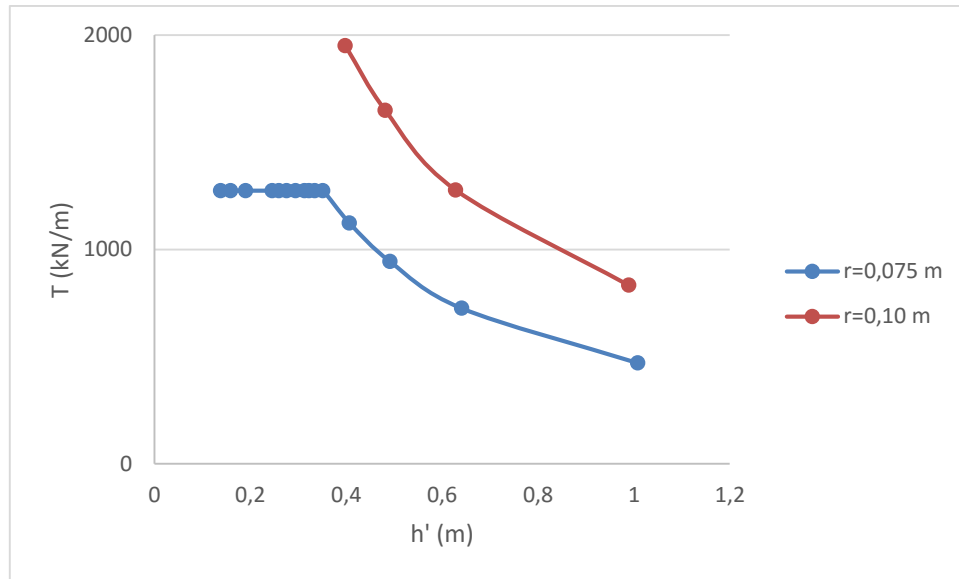


Figura 5.13. - Espessura de agregado *versus* esforço no geossintético para o caso dinâmico para $N = 10000$ e $K = 100$ kN/m.

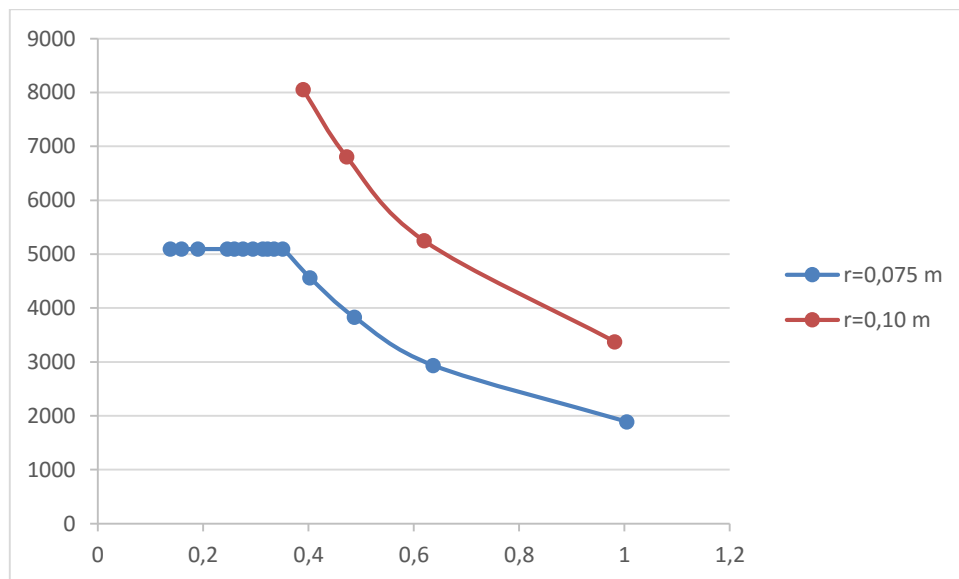


Figura 5.14. - Espessura de agregado *versus* esforço no geossintético para o caso dinâmico para $N = 10000$ e $K = 400$ kN/m.

5.3.2. MÉTODO DE MILLIGAN ET AL. (1989A)

Este método apresenta um procedimento diferente quando comparado com os restantes, uma vez que a pressão admissível aplicada no pavimento trata-se de um parâmetro de saída, dependendo do valor de espessura de agregado introduzido como parâmetro de entrada.

Assim, para obter a pressão requerida, terá que se proceder a iterações, introduzindo aleatoriamente valores de espessuras de agregado, até que o parâmetro de saída, correspondente à pressão que poderá ser aplicada no pavimento, seja igual ao valor pretendido.

Para a formulação da análise paramétrica foram consideradas, para diferentes ângulos de atrito do agregado e índices CBR da fundação, diferentes espessuras de agregado. Como ângulo de distribuição de carga foi admitido $26,57^\circ$, uma vez que corresponde à recomendação feita por MILLIGAN et al. (1989a). Para a largura da área de carregamento na superfície do agregado, de forma a estar em sintonia com os restantes métodos, foi considerado 0,40 m, o que correspondente a $B = 0,20$ m.

Como exemplo dos resultados retirados do presente método, apresenta-se o quadro 5.5. cujos valores foram obtidos para resistência não drenada da fundação, $c_u = 30$ kPa e ângulo de atrito do agregado, $\phi = 40^\circ$.

Quadro 5.5. - Resultados obtidos para $c_u = 30$ kPa e $\phi = 40^\circ$.

D (m)	p_u (kPa)	p_{r1} (kPa)	T_{r1} (kN/m)	D_r (m)	T_{r2} (kN/m)	p_f (kPa)	T_f (kN/m)	$p_{D=0}$ (kPa)	p_r/p_u
0,20	195,83	231,37	6,41	0,11	3,56	437,64	13,68	154,20	1,18
0,40	249,25	308,50	11,59	0,25	7,74	437,64	19,37	154,20	1,24
0,60	317,17	385,62	14,96	0,42	12,07	437,64	19,11	154,20	1,22
0,80	396,23	462,74	16,18	0,63	15,26	437,64	13,78	154,20	1,06
1,00	483,91	539,87	15,01	0,85	16,10	437,64	3,87	154,20	1,00

Como se pode observar pela figura 5.15, a utilização de geossintético poderá reduzir até cerca de metade a espessura necessária de agregado (D_r) comparativamente com o caso não reforçado, se for adotado o procedimento de cálculo em que é calculada a força de tração requerida no geossintético (T_{r2}) para a pressão admissível obtida no caso não reforçado (p_u). O método permite também retirar o valor da força de tração do reforço (T_{r1}) admitindo como espessura de agregado o valor que foi introduzido como parâmetro de entrada (D). Neste caso, haverá desperdício de material de agregado e uma sobrestimação do benefício obtido pela utilização do geossintético.

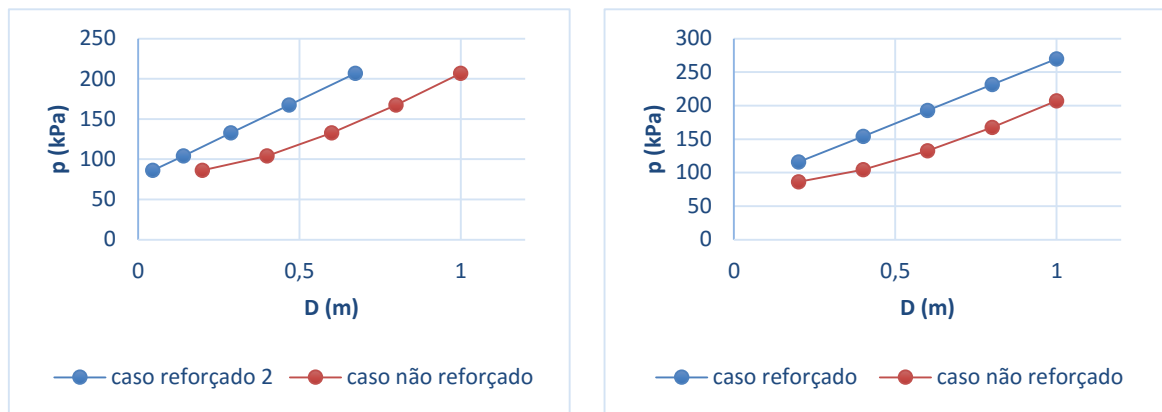


Figura 5.15. - Espessura de agregado *versus* pressão admissível aplicada no agregado para $c_u = 15$ kPa e para $\phi = 30^\circ$.

Com o objetivo de concluir sobre o benefício obtido pela inclusão de geossintético de reforço, os resultados serão apresentados na forma p_r/p_u , tendo em consideração a capacidade de carga do agregado.

De acordo com a figura 5.16, para uma fundação com resistência não drenada de 15 kPa, verifica-se que a colocação do geossintético para espessuras de agregado entre 0,20 e 0,60 m permite aumentar a razão p_r/p_u . Para espessuras de agregado superiores a 0,60 m ocorre a rotura do agregado, independentemente do ângulo de atrito do mesmo, não trazendo qualquer vantagem a colocação do geossintético. Importante ainda salientar o aumento inesperado da razão p_r/p_u para ângulo de atrito de agregado de 35° entre $D = 0,2$ m e $D = 0,4$ m, podendo ser explicado pelo processo de formulação do método.

Na figura 5.17 observa-se novamente o aumento inesperado da razão p_r/p_u para ângulo de atrito de agregado de 40° entre $D = 0,20$ m e $D = 0,40$ m, no que diz respeito a uma fundação com resistência não drenada de 30 kPa. Verifica-se portanto a importância da colocação do geossintético em agregados medianamente resistentes em fundações medianamente firmes.

No que diz respeito a uma fundação com resistência não drenada de 80 kPa, conclui-se que apenas seria viável a colocação do geossintético em agregados com ângulo de atrito de 45° , uma vez que o dimensionamento não se encontra limitado pela capacidade de carga do agregado.

Tal como se verifica pela observação das figuras 5.16, 5.17 e 5.18, a colocação de geossintético em agregados de boa qualidade sobre fundações constituídas por solos moles, não apresenta melhorias significativas na capacidade estrutural do pavimento. O mesmo acontece para fundações firmes sob agregados de menor qualidade. No entanto, verifica-se a existência de benefício significativo pela colocação de geossintéticos em agregados de menor resistência sobre fundações muito moles, agregados medianamente resistentes sobre fundações firmes e agregados resistentes sobre fundações firmes, tal como já havia sido referido durante a descrição do método.

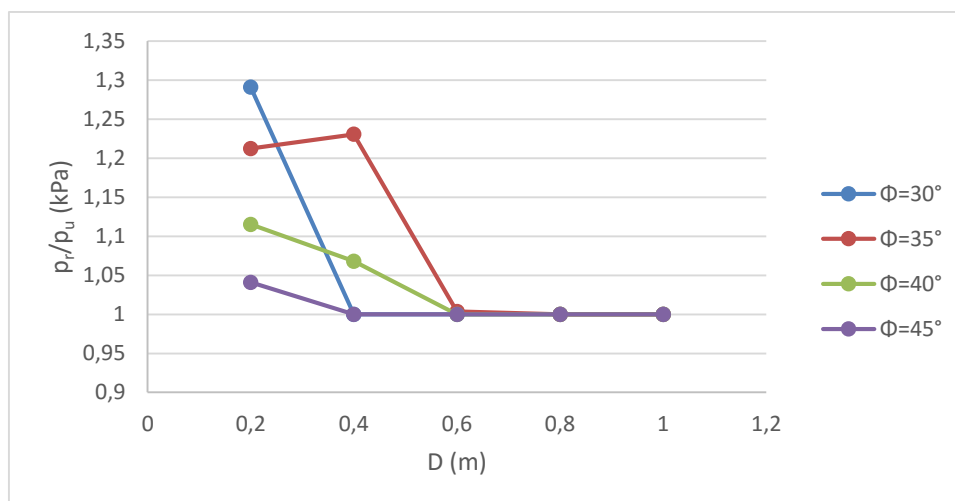


Figura 5.16. - Variação da razão p_r/p_u com a espessura de agregado para $c_u = 15$ kPa.

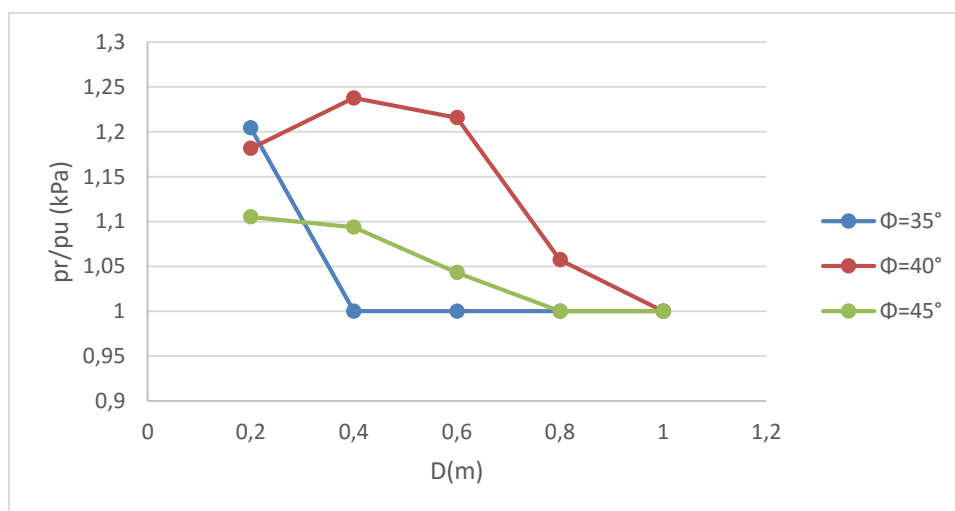


Figura 5.17. - Variação da razão p_r/p_u com a espessura de agregado para $c_u = 30$ kPa.

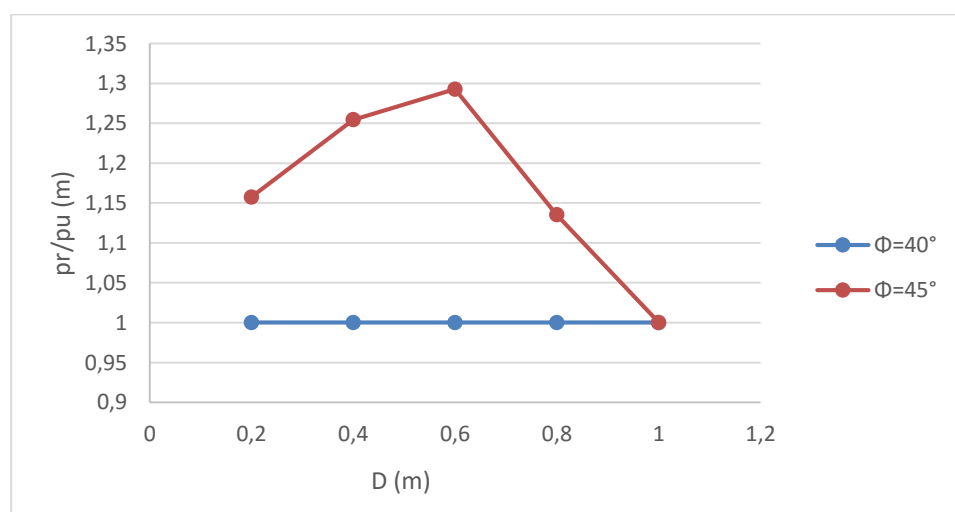


Figura 5.18. - Variação da razão p_r/p_u com a espessura de agregado para $c_u = 80$ kPa.

Na figura 5.19 é apresentada a variação do esforço de tração exigido ao reforço para dois valores da resistência não drenada do solo de fundação com a espessura de agregado para um ângulo de atrito do agregado de 45° . Como era de esperar, com o aumento da espessura de agregado, maiores serão os esforços de tração exigidos ao geossintético. No entanto, tal só é observado quando os valores da força de tração não são limitados pelo valor da capacidade de carga do agregado.

Para $D = 1$ m, o esforço de tração no geossintético nos dois casos é semelhante, uma vez que para $c_u = 80$ kPa este esforço é limitado pela capacidade de carga do agregado sendo calculado com base na capacidade de carga do agregado obtida pelas fórmulas de VESIC (1975). Desta forma, apesar dos esforços de tração exigidos ao geossintético colocado em fundações com resistência não drenadas de 60 kPa e 80 kPa para $D = 1$ m e para $\phi = 45^\circ$ apresentarem valores muito próximos, apenas a fundação com $c_u = 60$ kPa é capaz de suportar as pressões verticais transmitidas pelo rodado admitidas no dimensionamento.

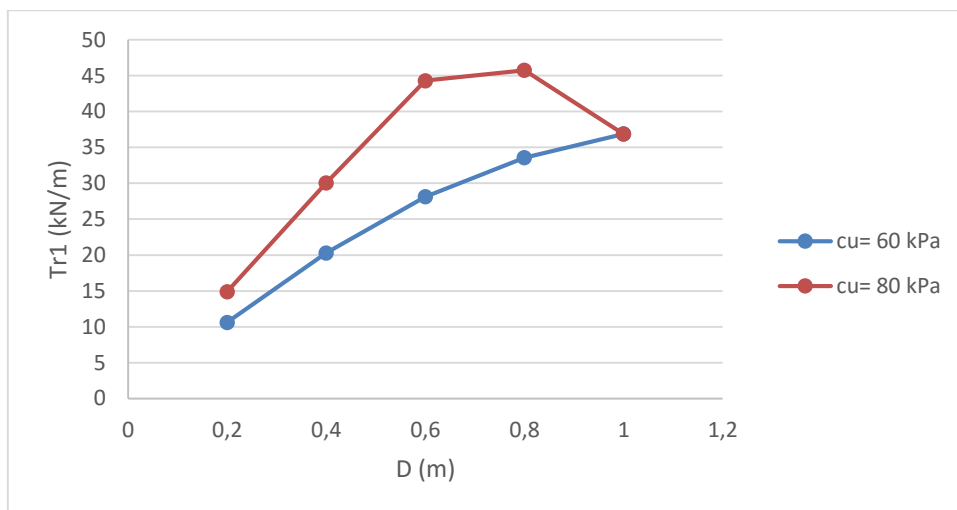


Figura 5.19. - Esforço de tração requerido no reforço *versus* espessura de agregado para $c_u = 60$ kPa e 80 kPa e para $\phi = 45^\circ$.

5.3.3. MÉTODO DE HOULSBY E JEWELL (1990)

A análise paramétrica do presente método foi realizada admitindo um ângulo de distribuição de carga de $26,57^\circ$, uma vez que corresponde ao valor recomendado por MILLIGAN et al. (1989a). Foram utilizados diferentes valores de resistência não drenada da fundação, sendo estes 15, 30 e 45 kPa, e de ângulo de atrito de agregado, 30° e 35° .

Verificou-se que, para $\phi = 30^\circ$, a rotura no agregado ocorre para os casos sem e com reforço, independentemente do índice CBR adotado. É possível constatar que a carga de rotura no agregado é, para este caso, sempre menor do que a carga de rotura da fundação sem agregado, o que torna a aplicação do método pouco benéfica. No quadro 5.6 são apresentados os resultados obtidos para $\phi = 30^\circ$, $c_u = 15$ kPa e $c_u = 45$ kPa. Os restantes resultados encontram-se em Anexo.

Quadro 5.6. - Resultados obtidos para valores de $c_u = 15$ kPa, $c_u = 45$ kPa e $\phi = 30^\circ$.

c_u (kPa)	D (m)	p_u (kPa)	p_{r1} (kPa)	T_{r1} (kN/m)	Dr (m)	T_{r2} (kN/m)	p_r (kPa)	T_i (kN/m)	$p_{D=0}$ (kPa)
15	0,20	90,63	234,41	12,64	0,01	0,53	40,90	0,68	85,35
	0,40	164,72	457,21	26,71	0,12	7,23	40,90	0,00	85,35
	0,60	291,43	753,74	41,09	0,26	16,64	40,90	0,00	85,35
	0,80	474,10	1124,01	55,10	0,41	27,64	40,90	0,00	85,35
	1,00	716,49	1568,02	68,31	0,58	39,47	40,90	0,00	85,35
45	0,20	210,10	703,23	41,63	0,00	0,00	40,90	0,68	256,05
	0,40	313,38	1371,62	93,97	0,03	5,75	40,90	0,00	256,05
	0,60	476,88	2261,22	153,17	0,11	21,44	40,90	0,00	256,05
	0,80	711,15	3372,04	217,08	0,20	42,31	40,90	0,00	256,05
	1,00	1008,60	4704,06	284,33	0,30	66,67	40,90	0,00	256,05

Verifica-se que para os casos em que é viável a aplicação do método, para $\beta = 26,56^\circ$, a rotura do agregado ocorre para ambos os casos (reforçado e não reforçado), o que corresponde a uma razão p_r/p_u de 1. Assim, o benefício obtido pela colocação de geossintético não será significativo.

No entanto, pela observação dos ábacos correspondentes ao método em estudo, verifica-se que para o aumento do ângulo de distribuição de carga tendo em conta ângulos de atrito constantes, o esforço de tração exigido ao reforço aumenta. Verifica-se, como seria de esperar, que quanto maior o ângulo de distribuição de carga e o ângulo de atrito do agregado, menor será o esforço exigido ao reforço e menor a espessura necessária de agregado.

5.3.4. MÉTODO DE GIROUD E HAN (2004)

No método de GIROUD e HAN (2004), as propriedades das geogrelhas são caracterizadas pelo valor do módulo de estabilidade de aberturas (J). De forma a analisar a influência dos parâmetros envolvidos neste método, foram calculadas espessuras de agregado considerando diferentes profundidades de sulco admissíveis, número de passagens do eixo padrão, índice CBR da fundação e módulo de estabilidade de aberturas das geogrelhas.

As figuras 5.20, 5.21 e 5.22 apresentam, para índice CBR da fundação de 0,35 e para módulo de estabilidade de abertura de 0,32 mN/°, a variação da espessura de agregado com o número de passagens do eixo padrão e com a profundidade de sulco admissível.

Tal como seria expectável, verifica-se que quanto maior a profundidade de sulco admissível, menor será a espessura de agregado necessária. A incorporação do geossintético apresenta ganhos significativos de espessura de agregado quando comparado com o caso não reforçado.

Com a utilização de uma geogrelha como geossintético de reforço, verificam-se menores espessuras de agregado em comparação com a colocação de um geotêxtil.

O aumento do número de passagens do eixo padrão não influencia de forma significativa a espessura de agregado obtida.

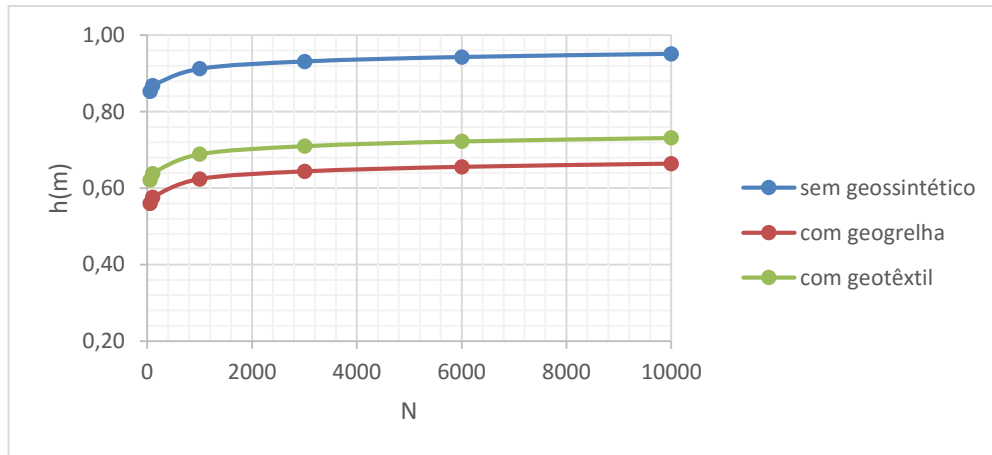


Figura 5.20. - Espessura de agregado *versus* número de passagens de eixo padrão para $r = 0,05$ m, índice de CBR da fundação de 0,5 e $J = 0,32$ mN/°.

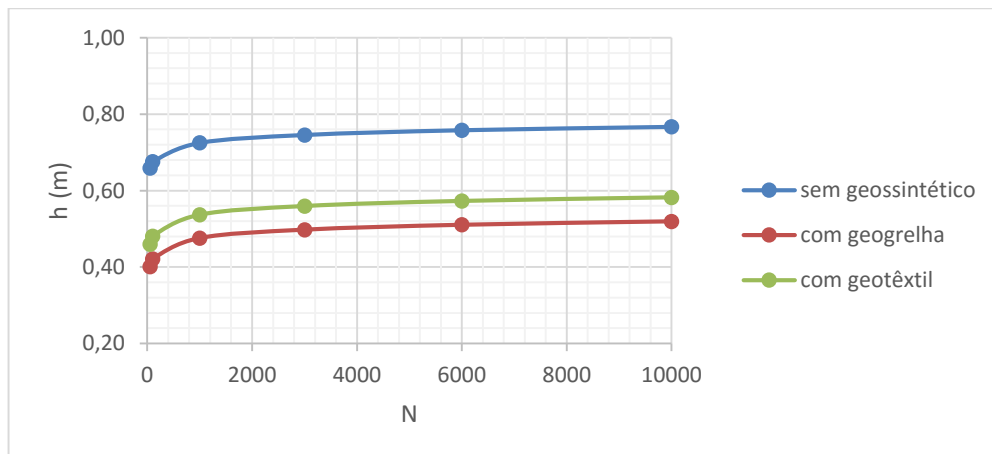


Figura 5.21. - Espessura de agregado *versus* número de passagens de eixo padrão para $r = 0,075$ m, índice de CBR da fundação de 0,5 e $J = 0,32$ mN/°.

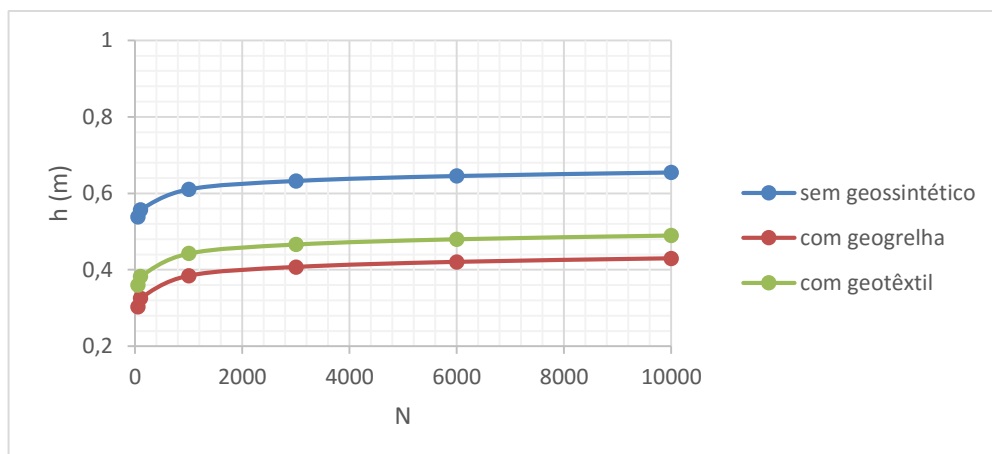


Figura 5.22. - Espessura de agregado *versus* número de passagens de eixo padrão para $r = 0,1$ m, índice de CBR da fundação de 0,5 e $J = 0,32$ mN/°.

De forma a avaliar a influência do módulo de estabilidade das aberturas da geogrelha no dimensionamento, são calculadas espessuras de agregado para $J = 0,65 \text{ mN/}^\circ$, mantendo-se constantes os restantes parâmetros. Os resultados obtidos para um índice de CBR de 0,5 são apresentados nas figuras 5.23, 5.24 e 5.25, enquanto os restantes se encontram em anexo.

Logicamente o efeito da variação do módulo de estabilidade das aberturas só se faz sentir quando o reforço é uma geogrelha. O aumento do módulo de estabilidade das aberturas da geogrelha de $0,32 \text{ mN/}^\circ$ para $0,65 \text{ mN/}^\circ$ permite diminuir a espessura de agregado necessária, no caso do índice CBR de 0,5, cerca de 10 cm.

Mais uma vez verifica-se a quase uniformidade das espessuras de agregado com o aumento no número de passagens de eixo padrão.

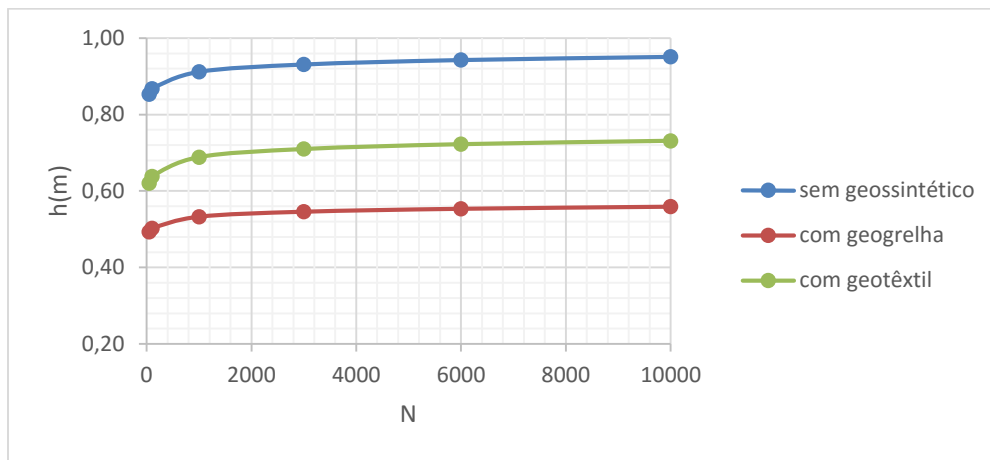


Figura 5.23. - Espessura de agregado *versus* número de passagens de eixo padrão para $r = 0,05 \text{ m}$, índice de CBR da fundação de 0,5 e $J = 0,65 \text{ mN/}^\circ$.

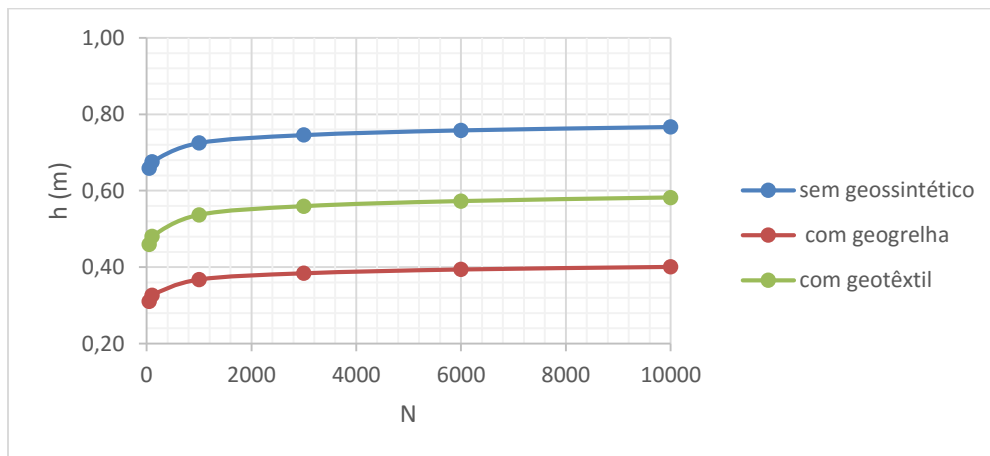


Figura 5.24. - Espessura de agregado *versus* número de passagens de eixo padrão para $r = 0,075 \text{ m}$, índice de CBR da fundação de 0,5 e $J = 0,65 \text{ mN/}^\circ$.

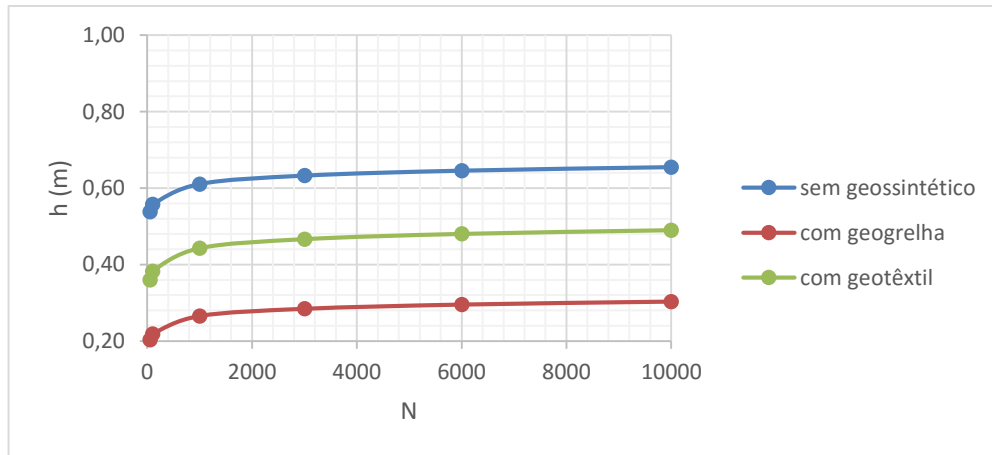


Figura 5.25. - Espessura de agregado *versus* número de passagens de eixo padrão para $r = 0,1$ m, índice de CBR da fundação de 0,5 e $J = 0,65$ mN/°.

Na figura 5.26 observa-se a variação da espessura de agregado com o índice CBR da fundação para 1000 passagens do eixo padrão e para profundidade de sulco admissível de 0,075 m. Conclui-se que para os casos com reforço de geotêxtil, a espessura de agregado assume um valor constante para índices CBR da fundação superiores a 2,5. Para estes valores, não é necessária a camada de agregado, sendo no entanto recomendada por GIROUD e HAN (2004) a adoção de uma espessura mínima de 0,10 m. Para os casos reforçados com geogrelhas, esta situação verifica-se para índices CBR inferiores.

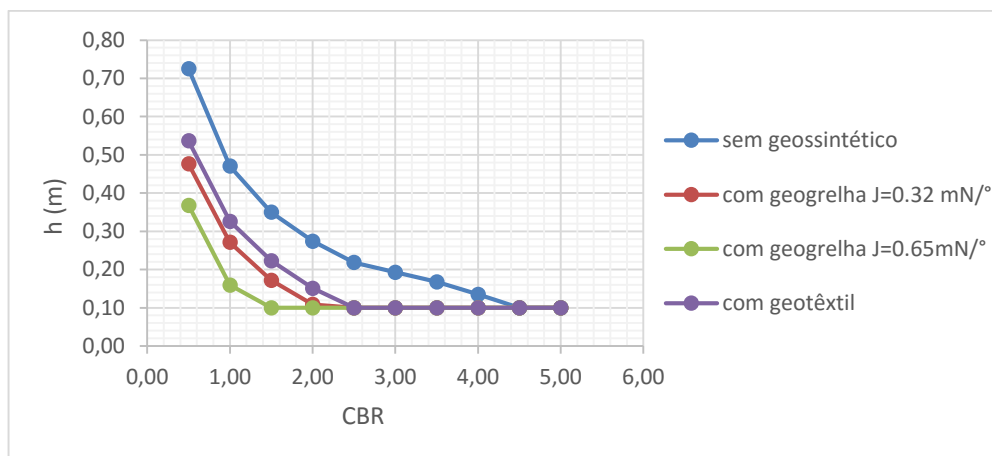


Figura 5.26. - Espessura de agregado *versus* índice de CBR da fundação para $r = 0,075$ m, 1000 passagens de eixo e J de 0,32 e 0,65 mN/°.

5.4. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

Apresenta-se de seguida uma breve análise comparativa entre os diversos métodos de dimensionamento envolvidos no estudo paramétrico. Para este efeito, serão atribuídos aos métodos os parâmetros de projecto representados no quadro 5.7. Para o módulo de rigidez secante foi admitido o valor correspondente a um geogrelha biaxial para uma deformação de 2 % ($K = 205$ kN/m). Esta geogrelha apresenta como módulo de estabilidade de aberturas de 0,32 mN/° (valores disponibilizados na ficha técnica do fabricante).

Quadro 5.7. - Valores dos parâmetros de projecto a utilizar no dimensionamento.

Parâmetros	Unidades	Valores
Carga do eixo	kN	80
Pressão de contacto entre os pneus e o agregado	kPa	550
Profundidade de sulco admissível	mm	0,075
Peso volúmico do agregado	kN/m ³	22
Ângulo de atrito do agregado	°	45
Ângulo de distribuição de carga	°	30
CBR da fundação	-	1
CBR do agregado	-	80
Módulo de rigidez secante para 2% extensão	kN/m	205
Módulo de estabilidade de abertura	mN/°	0,32
Número de passagens de eixo padrão	-	10000

Os valores obtidos pelos métodos são apresentados no quadro 5.8.

Quadro 5.8. - Valores obtidos pelos respectivos métodos de dimensionamento.

Método de GIROUD e NOIRAY (1981)			
h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)
0,28	0,16	0,76	0,63

Método de MILLIGAN et al. (1989a)						
D (m)	p_u (kPa)	p_{r1} (kPa)	T_{r1} (kN/m)	D_{r2} (m)	T_{r2} (kN/m)	P_f (kPa)
0,55	390,73	408,77	4,09	0,51	4,62	1140,05

Método de HOULSBY e JEWELL (1990)						
D (m)	p_u (kPa)	p_{r1} (kPa)	T_{r1} (kN/m)	D_{r2} (m)	T_{r2} (kN/m)	P_f (kPa)
0,21	403,91	551,14	11,57	0,141	8,01	545,77

Método de GIROUD e HAN (2004)		
h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,52	0,32	0,37

Tal como é possível observar pela análise do quadro 5.8, os valores obtidos são bastante diferentes entre si. O método de HOULSBY e JEWELL (1990) admite espessura de agregado necessária de 0,21 m para a situação estática não reforçada. Para o caso reforçado, a espessura necessária de agregado é de 0,14 m.

O método de MILLIGAN et al. (1989a) apresenta valores conservativos, mais precisamente 0,55 m para o caso não reforçado e 0,51 m para o caso reforçado. De referir que estes valores apenas se referem ao caso estático, ou seja, quando o efeito do tráfego não é tido em conta.

O caso dinâmico não é apresentado para os métodos de HOULSBY e JEWELL (1990) e de MILLIGAN et al. (1989a), uma vez que o seu dimensionamento resulta em espessura de agregado na ordem dos metros.

Verifica-se que os valores obtidos pelo método de GIROUD e HAN (2004) são bastante inferiores aos valores obtidos pelo método de GIROUD e NOIRAY (1981).

Uma vez que os métodos apresentam procedimentos de cálculo distintos e consideram diferentes parâmetros de projeto, a não uniformidade verificada entre os valores obtidos é desta forma justificada.

6

CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho discute a aplicabilidade de alguns dos principais métodos habitualmente utilizados no dimensionamento de estradas não pavimentadas reforçadas com geossintéticos. Neste capítulo apontam-se algumas diferenças entre os métodos, bem como possíveis falhas existentes.

GIROUD e NOIRAY (1981) propõem o método pioneiro no dimensionamento de estradas não pavimentadas sobre solos moles, utilizando geossintéticos como elementos de reforço e introduzindo o conceito de efeito de membrana tracionada. O processo de cálculo é complicado e trabalhoso, principalmente no cálculo da espessura de agregado para o caso estático com reforço, onde é utilizado um processo iterativo. Como falha a apontar a este método, tem-se o limite do número de passagens do eixo padrão de 10000, o que é bastante reduzido. Pode-se também referir como potencial falha o facto de considerar que a redução da espessura de agregado resultante da colocação de geossintético no caso estático é igual para o caso dinâmico.

MILLIGAN et al. (1989a) formularam um método que considera o estado plano de deformação, sendo o processo de cálculo relativamente simples para o caso em que é colocado o elemento de reforço, uma vez que considera que todas as tensões de corte são absorvidas pelo geossintético, sendo apenas transmitidas forças verticais à fundação. O método não considera a profundidade de sulco admissível nem a rigidez do geossintético. É ainda sugerida uma correlação proposta por DE GROOT et al. (1986) que relaciona a carga estática e a carga dinâmica. No entanto, desta correlação resultam valores extremamente elevados para a espessura de agregado.

Resultando da extensão do método de MILLIGAN et al. (1989a), HOULSBY e JEWELL (1990) propõem um método de dimensionamento que considera o carregamento como axissimétrico. Uma vez que este método necessita de recursos computacionais, foram fornecidos ábacos de dimensionamento, cuja aplicação se encontra restrita a alguns valores do ângulo de distribuição de carga no agregado, resistência não drenada da fundação e ângulo de atrito do agregado. A rigidez do geossintético e a profundidade de sulco admissível não são consideradas no dimensionamento.

GIROUD e HAN (2004) apresentam uma única expressão que permite calcular para o caso dinâmico a espessura de agregado reforçado e não reforçado. Como parâmetro caracterizador da geogrelha propõem o módulo de estabilidade de aberturas. Quando é utilizado geotêxtil como elemento de reforço, não é introduzido nenhum valor respeitante à sua rigidez. Como falha a este método pode apontar-se o facto de a sua aplicabilidade estar limitada a profundidades de sulco entre 0,05 e 0,10 m.

6.2. TRABALHOS FUTUROS

Através da análise dos resultados obtidos, recomenda-se a realização de modelos à escala real com o objetivo de validar alguns resultados do estudo paramétrico.

Recomenda-se a análise por elementos finitos onde poderá ser simulada de forma mais eficiente a introdução de geossintéticos que poderão conduzir a melhorias consideráveis em pavimentos construídos sob fundações de fracas propriedades.

Para uma melhor avaliação dos resultados obtidos, poderá ser realizada uma análise custo-benefício da aplicação de geossintéticos para cada método de dimensionamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (1993). *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures*, AASHTO, Vol. 1, 624 p.
- ASTM D2487-00 (2000). *Unified Soil Classification System*, American Society for Testing and Materials, 12 p.
- Broms, B. B. (1977). *Triaxial tests with fabric-reinforced soil*, Proc. Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics, École Nationale des Ponts et Chaussées, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées Paris, Vol. 3, pp. 129-134.
- Burd, H. J. (1986). *A large displacement finite element analysis of a reinforced unpaved road*, PhD Thesis, University of Oxford, 225 p.
- Burmister, D. M. (1958). *Evaluation of Pavement Systems of the WASHO Road Test by Layered Systems Methods*, Highway Research Board, pp. 26-54.
- Carneiro, J. R. C. (2009). *Durabilidade de materiais geossintéticos em estruturas de carácter ambiental: a importância da incorporação de aditivos químicos*, Tese de Doutoramento em Engenharia do Ambiente, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 662 p.
- Conrad, B. E. (2016). *Fixing potholes in gravel and dirt driveways*, <http://www.doityourself.com/stry/fixpotholes>, 11 de Junho de 2016.
- Corporation (2008). *Spectra® Roadway Improvement System*, <http://www.geoturf.com/prodpdf/bx-geogrids-br.pdf>, 3 de Abril de 2016.
- Costa, G. (2012). *Análise de critérios de aceitação/rejeição do caderno de encargos tipo obra da E. P. para pavimentação*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Nova de Lisboa, 202 p.
- De Groot, M.; Janse, E.; Maagdenberg, T.A.C.; Van den Berg, C. (1986). *Design method and guidelines for geotextile application in road construction*, Proceedings of the Third International Conference on Geotextiles, Vienna, Austria, Vol. 3, 741 p.
- Eaton, R.A.; Gerard, S.; Dattilo, R.S. (1988). *A method for rating unsurfaced roads*, The Northern Engineer, Vol. 21, pp. 30-40.
- EN ISO 10318 (2005). *Geosynthetics – Terms and definitions*, CEN.
- Engineers, U.S.A.C. (2003). *Use of geogrids in pavement construction*, Technical Letter n.º 1110-1-189, Washington, D.C., 38 p.
- EP (2009). *Caderno de Encargos Tipo Obra: 14.01- Terraplenagem- Características dos Materiais*, Estradas de Portugal, S.A., Almada, 22 p.
- EP (2014). *Caderno de Encargos Tipo Obra: 14.03- Pavimentação- Características dos Materiais*, Estradas de Portugal, S.A., Almada, 125 p.
- Ferreira, F. (2004). *Uma aplicação comparativa de métodos de avaliação das condições superficiais de estrada não-pavimentada*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 248 p.
- Gabr, M. (2001). *Cyclic Plate Loading Tests on Geogrid Reinforced Roads*, Research Report to Tensar Earth Technologies, NC State University.

- Garcez, G. (1999). *Aplicação de geossintéticos como reforço de base em obras viárias*, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Infraestrutura Aeronáutica, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, 121 p.
- Giroud, J.P. (2009). *An assessment of the use of geogrids in unpaved roads and unpaved areas*, Proceedings of the Jubilee Symposium on Polymer Geogrid Reinforcement, London, 14 p.
- Giroud, J.P.; Ah-Line, C.; Bonaparte, R. (1985). *Design of unpaved roads and trafficked areas with geogrids*, Polymer Grid Reinforcement Thomas Telford, pp. 116-127.
- Giroud, J.P.; Han, J. (2004). *Design method for geogrid-reinforced unpaved roads. I. Development of design method*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 8, pp. 775-786.
- Giroud, J.P.; Noiray, L. (1981). *Geotextile-reinforced unpaved road design*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 107 pp. 1233-1253.
- Heukelom, W.; Klomp, A. J. G. (1962). *Dynamic testing as a means of controlling pavements during and after construction*, International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, pp. 667-679.
- Houlsby, G. T.; Jewell, R. A. (1990). *Design of reinforced unpaved roads for small rut depths*, Proceedings of the Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Balkema, Rotterdam, 1, pp. 171-176.
- IGS-Portugal (2016a). *Classificação dos Geossintéticos*, <http://www.spgeotecnia.pt/igs/>, 24 de Maio de 2016.
- IGS-Portugal (2016b). *Funções dos Geossintéticos*, <http://www.spgeotecnia.pt/igs/>, 24 de Maio de 2016.
- InIR (2012). *Directivas para a Concepção de Pavimentos – Critérios de Dimensionamento*, Instituto de Infra-Estruturas Rodoviárias, 20 p.
- JAE (1995). *Manual de concepção de pavimentos para a rede rodoviária nacional*, JAE, Lisboa.
- Jorge, L. (2014). *Constituição, dimensionamento e conservação de pavimentos para baixos volumes de tráfego*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Politécnico de Coimbra, 137 p.
- Koerner, R. M. (2012). *Designing with geosynthetics*, Xlibris Corporation, Vol. 1, 508 p.
- Lages, R. (2004). *Aplicação de métodos convencionais no dimensionamento de pavimentos com base reforçada utilizando geossintéticos*, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Infraestrutura Aeronáutica, Engenharia de Infraestrutura Aeronáutica, 229 p.
- Leng, J. (2003). *Characteristics and behavior of geogrid-reinforced aggregate under cyclic load*, PhD Thesis, NC State University, 164 p.
- LNEC (1962). *Vocabulário de Estradas e Aeródromos*, Lisboa.
- Lopes, M. P.; Lopes, M. d. L. (2010). *A Durabilidade dos Geossintéticos*, FEUP Edições, 294 p.
- Milligan, G. W .E.; Jewell, R. A.; Houlsby, G. T.; Burd, H. J. (1989a). *A new approach to the design of unpaved road –part I*, Ground Engineering, 22, pp. 25-29.
- Milligan, G. W .E.; Jewell, R. A.; Houlsby, G. T.; Burd, H. J. (1989b). *A new approach to the design of unpaved road –part II*, Ground Engineering, 22, pp. 37-42.

- Paige-Green, P. (1990). *The structural design, construction and maintenance of unpaved roads*, Technical Recommendations for Highways, Department of Transport, Pretoria, South Africa, 40 p.
- Palmeira, E. (1987). *The study of soil reinforcement interaction by means of large scale laboratory tests*, PhD Thesis, University of Oxford, 238 p.
- Paula, A. (2012). *Estudo dos coeficientes de segurança por danificação durante a instalação e por fluência em estruturas reforçadas com geossintéticos*, Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 359 p.
- Peixoto, R. (2014). *Avaliação de metodologias de dimensionamento de pavimentos de baixo volume de tráfego muito pesado* Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, 85 p.
- Perkins, S. W.; Ismeik, M. (1997). *A synthesis and evaluation of geosynthetic-reinforced base layers in flexible pavements-part II*, Geosynthetics International, 4, pp. 605-621.
- Pimentel, K. C. A. (2007). *Estradas não-pavimentadas e ferrovias reforçadas com geossintéticos*, Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade de Brasília, 320 p.
- Santos, I. (2013). *Estabilidade de geomateriais em estradas não pavimentadas. Propriedades relevantes e métodos de dimensionamento.*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 85 p.
- SATCC (2003). *Guideline Low-volume Sealed Roads*, Southern Africa Transport and Communications Commission, Gaborone, Botswana, 288 p.
- Seira, A. (2003). *Estudo experimental dos mecanismos de interação solo-geogrelha*, Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 377 p.
- Stewart, J.E.; Williamson, R.; Mohny, J. (1977). *Guidelines for Use of Fabrics in Construction and Maintenance of Low-Volume Roads*, Forest Service, Report No. FHWA-TS-78205, Portland, Oregon, USA, 171 p.
- Tingle, J. S.; Webster, S. L. (2003). *Review of corps of engineers design of geosynthetic reinforced unpaved roads*, Presentation and CD-Rom Publication at the TRB 82nd Annual Meeting, Washington, D.C., 22 p.
- TRL (2003). *Rural Road Surfacing, Surface Options – Gravel*, PIARC, UK, 9 p.
- Vesic, A. S. (1975). *Bearing capacity of shallow foundations*, Foundation Engineering Handbook, pp. 121-147.
- Zornberg, J. G. (2013). *Sistemas de pavimentos reforçados com geossintéticos/Geosynthetic-reinforced Pavement Systems*, Ingeniería Civil 171, pp. 5-25.

ANEXOS

Método de GIROUD e NOIRAY (1981)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075$ m, $N = 50$ e $K = 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	0,50	0,33	0,17	0,005	469,63
1,00	0,27	0,15	0,32	0,20	0,12	0,007	725,13
1,50	0,17	0,08	0,25	0,15	0,10	0,009	943,58
2,00	0,12	0,03	0,21	0,12	0,08	0,011	1123,35
2,50	0,10	0,00	0,18	0,11	0,08	0,013	1274,26
3,00	0,05	0,00	0,16	0,12	0,05	0,013	1274,26
3,50	0,02	0,00	0,15	0,12	0,02	0,013	1274,26
4,00	0,00	0,00	0,13	0,13	0,00	0,013	1274,26
4,50	0,00	0,00	0,13	0,13	0,00	0,013	1274,26
5,00	0,00	0,00	0,12	0,12	0,00	0,013	1274,26
5,50	0,00	0,00	0,11	0,11	0,00	0,013	1274,26
6,00	0,00	0,00	0,10	0,10	0,00	0,013	1274,26
9,00	0,00	0,00	0,08	0,08	0,00	0,013	1274,26
12,00	0,00	0,00	0,07	0,07	0,00	0,013	1274,26
15,00	0,00	0,00	0,06	0,06	0,00	0,013	1274,26

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10$ m, $N = 50$ e $K = 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	0,48	0,31	0,17	0,008	832,89
1,00	0,27	0,15	0,31	0,19	0,12	0,013	1277,74
1,50	0,17	0,08	0,24	0,14	0,10	0,017	1650,13
2,00	0,12	0,03	0,20	0,12	0,09	0,020	1950,64
2,50	0,08	0,00	0,17	0,10	0,08	0,022	2187,25

Espessura de agregado necessária para $r = 0,15$ m, $N = 50$ e $K = 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,32	0,45	0,27	0,18	0,019	1865,95
1,00	0,27	0,15	0,29	0,16	0,13	0,028	2818,24

Método de GIROUD e NOIRAY (1981)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075$ m, $N = 50$ e $K = 400$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	0,50	0,33	0,17	0,005	1888,73
1,00	0,27	0,15	0,32	0,20	0,12	0,007	2934,88
1,50	0,17	0,07	0,25	0,15	0,10	0,010	3828,24
2,00	0,12	0,03	0,21	0,12	0,09	0,011	4562,11
2,50	0,08	0,00	0,18	0,11	0,08	0,013	5097,04
3,00	0,05	0,00	0,16	0,12	0,05	0,013	5097,04
3,50	0,02	0,00	0,15	0,12	0,02	0,013	5097,04
4,00	0,00	0,00	0,13	0,13	0,00	0,013	5097,04
4,50	0,00	0,00	0,13	0,13	0,00	0,013	5097,04
5,00	0,00	0,00	0,12	0,12	0,00	0,013	5097,04
5,50	0,00	0,00	0,11	0,11	0,00	0,013	5097,04
6,00	0,00	0,00	0,10	0,10	0,00	0,013	5097,04
9,00	0,00	0,00	0,08	0,08	0,00	0,013	5097,04
12,00	0,00	0,00	0,07	0,07	0,00	0,013	5097,04
15,00	0,00	0,00	0,06	0,06	0,00	0,013	5097,04

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10$ m, $N = 50$ e $K = 400$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,32	0,48	0,31	0,18	0,008	3374,74
1,00	0,27	0,14	0,31	0,18	0,13	0,013	5248,87
1,50	0,17	0,07	0,24	0,13	0,11	0,017	6806,25
2,00	0,12	0,02	0,20	0,11	0,09	0,020	8052,68
2,50	0,08	0,00	0,17	0,10	0,08	0,022	8749,00

Espessura de agregado necessária para $r = 0,15$ m, $N = 50$ e $K = 400$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,30	0,45	0,25	0,20	0,020	7814,07
1,00	0,27	0,12	0,29	0,14	0,15	0,031	12229,10

Método de GIROUD e NOIRAY (1981)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075$ m, $N = 100$ e $K = 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	0,59	0,42	0,17	0,005	469,63
1,00	0,27	0,15	0,38	0,26	0,12	0,007	725,13
1,50	0,17	0,08	0,29	0,20	0,10	0,009	943,58
2,00	0,12	0,03	0,25	0,16	0,08	0,011	1123,35
2,50	0,08	0,00	0,21	0,14	0,08	0,013	1274,26
3,00	0,05	0,00	0,19	0,14	0,05	0,013	1274,26
3,50	0,02	0,00	0,17	0,15	0,02	0,013	1274,26
4,00	0,00	0,00	0,16	0,15	0,00	0,013	1274,26
4,50	0,00	0,00	0,15	0,15	0,00	0,013	1274,26
5,00	0,00	0,00	0,14	0,14	0,00	0,013	1274,26
5,50	0,00	0,00	0,13	0,13	0,00	0,013	1274,26
6,00	0,00	0,00	0,12	0,12	0,00	0,013	1274,26
9,00	0,00	0,00	0,10	0,10	0,00	0,013	1274,26
12,00	0,00	0,00	0,08	0,08	0,00	0,013	1274,26
15,00	0,00	0,00	0,07	0,07	0,00	0,013	1274,26

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10$ m, $N = 100$ e $K = 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	0,57	0,40	0,17	0,008	832,89
1,00	0,27	0,15	0,37	0,25	0,12	0,013	1277,74
1,50	0,17	0,08	0,29	0,19	0,10	0,017	1650,13
2,00	0,12	0,03	0,24	0,15	0,09	0,020	1950,64
2,50	0,08	0,00	0,21	0,13	0,08	0,022	2187,25

Espessura de agregado necessária para $r = 0,15$ m, $N = 100$ e $K = 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,32	0,54	0,36	0,18	0,019	1865,95
1,00	0,27	0,15	0,35	0,22	0,13	0,028	2818,24

Método de GIROUD e NOIRAY (1981)

Espessura de agregado necessária para r= 0,075 m, N= 100 e K= 400 kN/m							
CBR	h0 (m)	h (m)	h'0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	0,59	0,42	0,17	0,005	1888,73
1,00	0,27	0,15	0,38	0,26	0,12	0,007	2934,88
1,50	0,17	0,07	0,29	0,19	0,10	0,010	3828,24
2,00	0,12	0,03	0,25	0,16	0,09	0,011	4562,11
2,50	0,08	0,00	0,21	0,14	0,08	0,013	5097,04
3,00	0,05	0,00	0,19	0,14	0,05	0,013	5097,04
3,50	0,02	0,00	0,17	0,15	0,02	0,013	5097,04
4,00	0,00	0,00	0,16	0,15	0,00	0,013	5097,04
4,50	0,00	0,00	0,15	0,15	0,00	0,013	5097,04
5,00	0,00	0,00	0,14	0,14	0,00	0,013	5097,04
5,50	0,00	0,00	0,13	0,13	0,00	0,013	5097,04
6,00	0,00	0,00	0,12	0,12	0,00	0,013	5097,04
9,00	0,00	0,00	0,10	0,10	0,00	0,013	5097,04
12,00	0,00	0,00	0,08	0,08	0,00	0,013	5097,04
15,00	0,00	0,00	0,07	0,07	0,00	0,013	5097,04

Espessura de agregado necessária para r= 0,10 m, N= 100 e K= 400 kN/m							
CBR	h0 (m)	h (m)	h'0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,32	0,57	0,39	0,18	0,008	3374,74
1,00	0,27	0,14	0,37	0,24	0,13	0,013	5248,87
1,50	0,17	0,07	0,29	0,18	0,11	0,017	6806,25
2,00	0,12	0,02	0,24	0,14	0,09	0,020	8052,68
2,50	0,08	0,00	0,21	0,13	0,08	0,022	8749,00

Espessura de agregado necessária para r= 0,15 m, N= 100 e K= 400 kN/m							
CBR	h0 (m)	h (m)	h'0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,30	0,54	0,34	0,20	0,020	7814,07
1,00	0,27	0,12	0,35	0,19	0,15	0,031	12229,10

Método de GIROUD e NOIRAY (1981)

Espessura de agregado necessária para $r= 0,075$ m, $N= 1000$ e $K= 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	0,88	0,71	0,17	0,005	469,63
1,00	0,27	0,15	0,57	0,45	0,12	0,007	725,13
1,50	0,17	0,08	0,44	0,34	0,10	0,009	943,58
2,00	0,12	0,03	0,37	0,28	0,08	0,011	1123,35
2,50	0,08	0,00	0,32	0,24	0,08	0,013	1274,26
3,00	0,05	0,00	0,29	0,24	0,05	0,013	1274,26
3,50	0,02	0,00	0,26	0,24	0,02	0,013	1274,26
4,00	0,00	0,00	0,24	0,23	0,00	0,013	1274,26
4,50	0,00	0,00	0,22	0,22	0,00	0,013	1274,26
5,00	0,00	0,00	0,21	0,21	0,00	0,013	1274,26
5,50	0,00	0,00	0,19	0,19	0,00	0,013	1274,26
6,00	0,00	0,00	0,18	0,18	0,00	0,013	1274,26
9,00	0,00	0,00	0,14	0,14	0,00	0,013	1274,26
12,00	0,00	0,00	0,12	0,12	0,00	0,013	1274,26
15,00	0,00	0,00	0,10	0,10	0,00	0,013	1274,26

Espessura de agregado necessária para $r= 0,10$ m, $N= 1000$ e $K= 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	0,86	0,70	0,17	0,008	832,89
1,00	0,27	0,15	0,56	0,44	0,12	0,013	1277,74
1,50	0,17	0,08	0,43	0,33	0,10	0,017	1650,13
2,00	0,12	0,03	0,36	0,28	0,09	0,020	1950,64
2,50	0,08	0,00	0,31	0,24	0,08	0,022	2187,25

Espessura de agregado necessária para $r= 0,15$ m, $N= 1000$ e $K= 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,32	0,83	0,66	0,18	0,019	1865,95
1,00	0,27	0,15	0,54	0,41	0,13	0,028	2818,24

Método de GIROUD e NOIRAY (1981)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075$ m, $N = 1000$ e $K = 400$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	0,88	0,71	0,17	0,005	1888,73
1,00	0,27	0,15	0,57	0,45	0,12	0,007	2934,88
1,50	0,17	0,07	0,44	0,34	0,10	0,010	3828,24
2,00	0,12	0,03	0,37	0,28	0,09	0,011	4562,11
2,50	0,08	0,00	0,32	0,24	0,08	0,013	5097,04
3,00	0,05	0,00	0,29	0,24	0,05	0,013	5097,04
3,50	0,02	0,00	0,26	0,24	0,02	0,013	5097,04
4,00	0,00	0,00	0,24	0,23	0,00	0,013	5097,04
4,50	0,00	0,00	0,22	0,22	0,00	0,013	5097,04
5,00	0,00	0,00	0,21	0,21	0,00	0,013	5097,04
5,50	0,00	0,00	0,19	0,19	0,00	0,013	5097,04
6,00	0,00	0,00	0,18	0,18	0,00	0,013	5097,04
9,00	0,00	0,00	0,14	0,14	0,00	0,013	5097,04
12,00	0,00	0,00	0,12	0,12	0,00	0,013	5097,04
15,00	0,00	0,00	0,10	0,10	0,00	0,013	5097,04

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10$ m, $N = 1000$ e $K = 400$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,32	0,86	0,69	0,18	0,008	3374,74
1,00	0,27	0,14	0,56	0,43	0,13	0,013	5248,86
1,50	0,17	0,07	0,43	0,33	0,11	0,017	6806,25
2,00	0,12	0,02	0,36	0,27	0,09	0,020	8052,68
2,50	0,08	0,00	0,31	0,24	0,08	0,022	8749,00

Espessura de agregado necessária para $r = 0,15$ m, $N = 1000$ e $K = 400$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,31	0,83	0,64	0,19	0,019	7683,97
1,00	0,27	0,12	0,54	0,38	0,15	0,031	12229,10

Método de GIROUD e NOIRAY (1981)

Espessura de agregado necessária para $r= 0,075$ m, $N= 3000$ e $K= 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	1,02	0,85	0,17	0,005	469,63
1,00	0,27	0,15	0,66	0,54	0,12	0,007	725,13
1,50	0,17	0,08	0,51	0,41	0,10	0,009	943,58
2,00	0,12	0,03	0,43	0,34	0,08	0,011	1123,35
2,50	0,08	0,00	0,37	0,30	0,08	0,013	1274,26
3,00	0,05	0,00	0,33	0,29	0,05	0,013	1274,26
3,50	0,02	0,00	0,30	0,28	0,02	0,013	1274,26
4,00	0,00	0,00	0,28	0,27	0,00	0,013	1274,26
4,50	0,00	0,00	0,26	0,26	0,00	0,013	1274,26
5,00	0,00	0,00	0,24	0,24	0,00	0,013	1274,26
5,50	0,00	0,00	0,23	0,23	0,00	0,013	1274,26
6,00	0,00	0,00	0,21	0,21	0,00	0,013	1274,26
9,00	0,00	0,00	0,17	0,17	0,00	0,013	1274,26
12,00	0,00	0,00	0,14	0,14	0,00	0,013	1274,26
15,00	0,00	0,00	0,12	0,12	0,00	0,013	1274,26

Espessura de agregado necessária para $r= 0,10$ m, $N= 3000$ e $K= 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	1,01	0,84	0,17	0,008	832,89
1,00	0,27	0,15	0,65	0,53	0,12	0,013	1277,74
1,50	0,17	0,08	0,50	0,40	0,10	0,017	1650,13
2,00	0,12	0,03	0,42	0,33	0,09	0,020	1950,64
2,50	0,08	0,00	0,36	0,29	0,08	0,022	2187,25

Espessura de agregado necessária para $r= 0,15$ m, $N= 3000$ e $K= 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,32	0,97	0,80	0,18	0,019	1865,95
1,00	0,27	0,15	0,63	0,50	0,13	0,028	2818,24

Método de GIROUD e NOIRAY (1981)

Espessura de agregado necessária para $r= 0,075$ m, $N= 3000$ e $K= 400$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	1,02	0,85	0,17	0,005	1888,73
1,00	0,27	0,15	0,66	0,54	0,12	0,007	2934,88
1,50	0,17	0,07	0,51	0,41	0,10	0,010	3828,24
2,00	0,12	0,03	0,43	0,34	0,09	0,011	4562,11
2,50	0,08	0,00	0,37	0,30	0,08	0,013	5097,04
3,00	0,05	0,00	0,33	0,29	0,05	0,013	5097,04
3,50	0,02	0,00	0,30	0,28	0,02	0,013	5097,04
4,00	0,00	0,00	0,28	0,27	0,00	0,013	5097,04
4,50	0,00	0,00	0,26	0,26	0,00	0,013	5097,04
5,00	0,00	0,00	0,24	0,24	0,00	0,013	5097,04
5,50	0,00	0,00	0,23	0,23	0,00	0,013	5097,04
6,00	0,00	0,00	0,21	0,21	0,00	0,013	5097,04
9,00	0,00	0,00	0,17	0,17	0,00	0,013	5097,04
12,00	0,00	0,00	0,14	0,14	0,00	0,013	5097,04
15,00	0,00	0,00	0,12	0,12	0,00	0,013	5097,04

Espessura de agregado necessária para $r= 0,10$ m, $N= 3000$ e $K= 400$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,32	1,01	0,83	0,18	0,008	3374,74
1,00	0,27	0,14	0,65	0,52	0,13	0,013	5248,86
1,50	0,17	0,07	0,50	0,40	0,11	0,017	6806,25
2,00	0,12	0,02	0,42	0,33	0,09	0,020	8052,68
2,50	0,08	0,00	0,36	0,29	0,08	0,022	8749,00

Espessura de agregado necessária para $r= 0,15$ m, $N= 3000$ e $K= 400$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,30	0,97	0,77	0,20	0,020	7814,07
1,00	0,27	0,12	0,63	0,47	0,15	0,031	12229,10

Método de GIROUD e NOIRAY (1981)

Espessura de agregado necessária para $r= 0,075$ m, $N= 6000$ e $K= 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	1,11	0,94	0,17	0,005	469,63
1,00	0,27	0,15	0,72	0,60	0,12	0,007	725,13
1,50	0,17	0,08	0,56	0,46	0,10	0,009	943,58
2,00	0,12	0,03	0,46	0,38	0,08	0,011	1123,35
2,50	0,08	0,00	0,40	0,33	0,08	0,013	1274,26
3,00	0,05	0,00	0,36	0,31	0,05	0,013	1274,26
3,50	0,02	0,00	0,33	0,30	0,02	0,013	1274,26
4,00	0,00	0,00	0,30	0,30	0,00	0,013	1274,26
4,50	0,00	0,00	0,28	0,28	0,00	0,013	1274,26
5,00	0,00	0,00	0,26	0,26	0,00	0,013	1274,26
5,50	0,00	0,00	0,25	0,25	0,00	0,013	1274,26
6,00	0,00	0,00	0,23	0,23	0,00	0,013	1274,26
9,00	0,00	0,00	0,18	0,18	0,00	0,013	1274,26
12,00	0,00	0,00	0,15	0,15	0,00	0,013	1274,26
15,00	0,00	0,00	0,13	0,13	0,00	0,013	1274,26

Espessura de agregado necessária para $r= 0,10$ m, $N= 6000$ e $K= 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	1,09	0,92	0,17	0,008	832,89
1,00	0,27	0,15	0,71	0,59	0,12	0,013	1277,74
1,50	0,17	0,08	0,55	0,45	0,10	0,017	1650,13
2,00	0,12	0,03	0,46	0,37	0,09	0,020	1950,64
2,50	0,08	0,00	0,40	0,32	0,08	0,022	2187,25

Espessura de agregado necessária para $r= 0,15$ m, $N= 6000$ e $K= 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,32	1,06	0,88	0,18	0,019	1865,95
1,00	0,27	0,15	0,68	0,56	0,13	0,028	2818,24

Método de GIROUD e NOIRAY (1981)

Espessura de agregado necessária para $r= 0,075$ m, $N= 6000$ e $K= 400$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	1,11	0,94	0,17	0,005	1888,73
1,00	0,27	0,15	0,72	0,59	0,12	0,007	2934,88
1,50	0,17	0,07	0,56	0,45	0,10	0,010	3828,24
2,00	0,12	0,03	0,46	0,38	0,09	0,011	4562,11
2,50	0,08	0,00	0,40	0,33	0,08	0,013	5097,04
3,00	0,05	0,00	0,36	0,31	0,05	0,013	5097,04
3,50	0,02	0,00	0,33	0,30	0,02	0,013	5097,04
4,00	0,00	0,00	0,30	0,30	0,00	0,013	5097,04
4,50	0,00	0,00	0,28	0,28	0,00	0,013	5097,04
5,00	0,00	0,00	0,26	0,26	0,00	0,013	5097,04
5,50	0,00	0,00	0,25	0,25	0,00	0,013	5097,04
6,00	0,00	0,00	0,23	0,23	0,00	0,013	5097,04
9,00	0,00	0,00	0,18	0,18	0,00	0,013	5097,04
12,00	0,00	0,00	0,15	0,15	0,00	0,013	5097,04
15,00	0,00	0,00	0,13	0,13	0,00	0,013	5097,04

Espessura de agregado necessária para $r= 0,10$ m, $N= 6000$ e $K= 400$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,32	1,09	0,92	0,18	0,008	3374,74
1,00	0,27	0,14	0,71	0,58	0,13	0,013	5248,86
1,50	0,17	0,07	0,55	0,44	0,11	0,017	6806,25
2,00	0,12	0,02	0,46	0,36	0,09	0,020	8052,68
2,50	0,08	0,00	0,40	0,32	0,08	0,022	8749,00

Espessura de agregado necessária para $r= 0,15$ m, $N= 6000$ e $K= 400$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,30	1,06	0,86	0,20	0,020	7814,07
1,00	0,27	0,12	0,68	0,53	0,15	0,031	12229,10

Método de GIROUD e NOIRAY (1981)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075$ m, $N = 10000$ e $K = 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	1,18	1,01	0,17	0,005	469,63
1,00	0,27	0,15	0,76	0,64	0,12	0,007	725,13
1,50	0,17	0,08	0,59	0,49	0,10	0,009	943,58
2,00	0,12	0,03	0,49	0,41	0,08	0,011	1123,35
2,50	0,08	0,00	0,43	0,35	0,08	0,013	1274,26
3,00	0,05	0,00	0,38	0,33	0,05	0,013	1274,26
3,50	0,02	0,00	0,35	0,32	0,02	0,013	1274,26
4,00	0,00	0,00	0,32	0,31	0,00	0,013	1274,26
4,50	0,00	0,00	0,29	0,29	0,00	0,013	1274,26
5,00	0,00	0,00	0,28	0,28	0,00	0,013	1274,26
5,50	0,00	0,00	0,26	0,26	0,00	0,013	1274,26
6,00	0,00	0,00	0,25	0,25	0,00	0,013	1274,26
9,00	0,00	0,00	0,19	0,19	0,00	0,013	1274,26
12,00	0,00	0,00	0,16	0,16	0,00	0,013	1274,26
15,00	0,00	0,00	0,14	0,14	0,00	0,013	1274,26

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10$ m, $N = 10000$ e $K = 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	1,16	0,99	0,17	0,008	832,89
1,00	0,27	0,15	0,75	0,63	0,12	0,013	1277,74
1,50	0,17	0,08	0,58	0,48	0,10	0,017	1650,13
2,00	0,12	0,03	0,48	0,40	0,09	0,020	1950,64
2,50	0,08	0,00	0,42	0,35	0,08	0,022	2187,25

Espessura de agregado necessária para $r = 0,15$ m, $N = 10000$ e $K = 100$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,32	1,12	0,95	0,18	0,019	1865,95
1,00	0,27	0,15	0,68	0,56	0,13	0,030	3000,00

Método de GIROUD e NOIRAY (1981)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075$ m, $N = 10000$ e $K = 400$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,33	1,18	1,00	0,17	0,005	1888,726
1,00	0,27	0,15	0,76	0,64	0,12	0,007	2934,882
1,50	0,17	0,07	0,59	0,49	0,10	0,010	3828,241
2,00	0,12	0,03	0,49	0,40	0,09	0,011	4562,105
2,50	0,08	0,00	0,43	0,35	0,08	0,013	5097,041
3,00	0,05	0,00	0,38	0,33	0,05	0,013	5097,041
3,50	0,02	0,00	0,35	0,32	0,02	0,013	5097,041
4,00	0,00	0,00	0,32	0,31	0,00	0,013	5097,041
4,50	0,00	0,00	0,29	0,29	0,00	0,013	5097,041
5,00	0,00	0,00	0,28	0,28	0,00	0,013	5097,041
5,50	0,00	0,00	0,26	0,26	0,00	0,013	5097,041
6,00	0,00	0,00	0,25	0,25	0,00	0,013	5097,041
9,00	0,00	0,00	0,19	0,19	0,00	0,013	5097,041
12,00	0,00	0,00	0,16	0,16	0,00	0,013	5097,041
15,00	0,00	0,00	0,14	0,14	0,00	0,013	5097,041

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10$ m, $N = 10000$ e $K = 400$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,32	1,16	0,98	0,18	0,008	3374,74
1,00	0,27	0,14	0,75	0,62	0,13	0,013	5248,86
1,50	0,17	0,07	0,58	0,47	0,11	0,017	6806,25
2,00	0,12	0,02	0,48	0,39	0,09	0,020	8052,68
2,50	0,08	0,00	0,42	0,35	0,08	0,022	8749,00

Espessura de agregado necessária para $r = 0,15$ m, $N = 10000$ e $K = 400$ kN/m							
CBR	h_0 (m)	h (m)	h'_0 (m)	h' (m)	Δh (m)	ε	T (kN/m)
0,50	0,50	0,30	1,12	0,92	0,20	0,020	7814,07
1,00	0,27	0,12	0,73	0,57	0,15	0,031	12229,10

Método de MILLIGAN et al. (1989a)

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
15,00	30,00	0,20	86,04	115,69	5,19	0,05	1,20	89,61	3,78	77,10	1,29
		0,40	104,31	154,25	9,99	0,14	3,67	89,61	4,02	77,10	1,00
		0,60	132,65	192,81	13,96	0,29	7,38	89,61	1,35	77,10	1,00
		0,80	167,48	231,37	16,83	0,47	11,46	89,61	0,00	77,10	1,00
		1,00	207,05	269,93	18,42	0,67	15,15	89,61	0,00	77,10	1,00

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
15,00	40,00	0,20	103,73	115,69	2,33	0,14	1,84	437,64	13,68	77,10	1,12
		0,40	144,42	154,25	2,29	0,35	2,54	437,64	19,37	77,10	1,07
		0,60	192,81	192,81	0,00	0,60	0,00	437,64	19,11	77,10	1,00
		0,80	231,37	231,37	0,00	0,80	0,00	437,64	13,78	77,10	1,00
		1,00	269,93	269,93	0,00	1,00	0,00	437,64	3,87	77,10	1,00

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
15,00	45,00	0,20	111,13	115,69	0,96	0,18	1,03	1086,99	27,98	77,10	1,04
		0,40	154,25	154,25	0,00	0,40	0,00	1086,99	42,66	77,10	1,00
		0,60	192,81	192,81	0,00	0,60	0,00	1086,99	47,99	77,10	1,00
		0,80	231,37	231,37	0,00	0,80	0,00	1086,99	45,75	77,10	1,00
		1,00	269,93	269,93	0,00	1,00	0,00	1086,99	36,89	77,10	1,00

Método de MILLIGAN et al. (1989a)

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
30,00	30,00	0,20	162,82	231,37	11,44	0,02	1,16	89,61	3,78	154,20	-
		0,40	174,21	308,50	24,24	0,05	2,76	89,61	4,02	154,20	-
		0,60	201,16	385,62	37,51	0,12	6,73	89,61	1,35	154,20	-
		0,80	239,27	462,74	50,72	0,22	12,71	89,61	0,00	154,20	-
		1,00	285,04	539,87	63,51	0,34	20,27	89,61	0,00	154,20	-

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
30,00	40,00	0,20	195,83	231,37	6,41	0,11	3,56	437,64	13,68	154,20	1,18
		0,40	249,25	308,50	11,59	0,25	7,74	437,64	19,37	154,20	1,24
		0,60	317,17	385,62	14,96	0,42	12,07	437,64	19,11	154,20	1,22
		0,80	396,23	462,74	16,18	0,63	15,26	437,64	13,78	154,20	1,06
		1,00	483,91	539,87	15,01	0,85	16,10	437,64	3,87	154,20	1,00

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
30,00	45,00	0,20	209,37	231,37	4,18	0,14	3,23	1086,99	27,98	154,20	1,11
		0,40	282,04	308,50	5,62	0,33	5,47	1086,99	42,66	154,20	1,09
		0,60	369,71	385,62	3,88	0,56	4,52	1086,99	47,99	154,20	1,04
		0,80	462,74	462,74	0,00	0,80	0,00	1086,99	45,75	154,20	1,00
		1,00	539,87	539,87	0,00	1,00	0,00	1086,99	36,89	154,20	1,00

Método de MILLIGAN et al. (1989a)

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
60,00	30,00	0,20	315,57	462,74	23,95	0,01	0,95	89,61	3,78	308,40	-
		0,40	306,00	616,99	52,76	0,00	0,00	89,61	4,02	308,40	-
		0,60	322,50	771,24	84,62	0,02	1,90	89,61	1,35	308,40	-
		0,80	363,60	925,49	118,50	0,07	7,83	89,61	0,00	308,40	-
		1,00	409,50	1079,73	153,69	0,13	15,01	89,61	0,00	308,40	-

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
60,00	40,00	0,20	378,56	462,74	14,57	0,09	6,38	437,64	13,68	308,40	1,06
		0,40	446,56	616,99	30,19	0,18	12,96	437,64	19,37	308,40	1,00
		0,60	529,92	771,24	45,69	0,29	21,32	437,64	19,11	308,40	1,00
		0,80	629,19	925,49	60,39	0,42	31,43	437,64	13,78	308,40	1,00
		1,00	742,02	1079,73	73,84	0,56	42,80	437,64	3,87	308,40	1,00

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
60,00	45,00	0,20	403,79	462,74	10,61	0,12	6,60	1086,99	27,98	308,40	1,15
		0,40	508,30	616,99	20,30	0,26	13,62	1086,99	42,66	308,40	1,21
		0,60	631,05	771,24	28,13	0,42	21,10	1086,99	47,99	308,40	1,22
		0,80	770,64	925,49	33,57	0,60	28,11	1086,99	45,75	308,40	1,20
		1,00	924,51	1079,73	36,26	0,80	33,55	1086,99	36,89	308,40	1,17

Método de MILLIGAN et al. (1989a)

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
80,00	30,00	0,20	417,26	616,99	32,29	0,01	0,80	89,61	3,78	411,20	-
		0,40	392,00	822,65	71,76	0,00	0,00	89,61	4,02	411,20	-
		0,60	408,00	1028,32	116,03	0,00	0,00	89,61	1,35	411,20	-
		0,80	444,00	1233,98	163,69	0,03	4,50	89,61	0,00	411,20	-
		1,00	495,60	1439,65	213,80	0,08	12,14	89,61	0,00	411,20	-

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
80,00	40,00	0,20	500,14	616,99	20,01	0,09	8,18	437,64	13,68	411,20	1,00
		0,40	575,55	822,65	42,59	0,16	15,70	437,64	19,37	411,20	1,00
		0,60	664,12	1028,32	66,18	0,25	25,03	437,64	19,11	411,20	1,00
		0,80	770,04	1233,98	89,87	0,35	36,67	437,64	13,78	411,20	1,00
		1,00	891,66	1439,65	113,05	0,47	50,44	437,64	3,87	411,20	1,00

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
80,00	45,00	0,20	533,06	616,99	14,91	0,12	8,69	1086,99	27,98	411,20	1,16
		0,40	655,84	822,65	30,08	0,24	17,80	1086,99	42,66	411,20	1,25
		0,60	795,47	1028,32	44,30	0,37	28,11	1086,99	47,99	411,20	1,29
		0,80	953,40	1233,98	56,83	0,53	39,28	1086,99	45,75	411,20	1,14
		1,00	1127,88	1439,65	67,21	0,70	50,61	1086,99	36,89	411,20	1,00

Método de HOULSBY e JEWELL (1990)

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
15,00	30,00	0,20	90,63	234,41	12,64	0,01	0,53	40,90	0,68	85,35	-
		0,40	164,72	457,21	26,71	0,12	7,23	40,90	0,00	85,35	-
		0,60	291,43	753,74	41,09	0,26	16,64	40,90	0,00	85,35	-
		0,80	474,10	1124,01	55,10	0,41	27,64	40,90	0,00	85,35	-
		1,00	716,49	1568,02	68,31	0,58	39,47	40,90	0,00	85,35	-

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
15,00	35,00	0,20	123,59	234,41	9,41	0,06	2,89	87,69	2,03	85,35	1,00
		0,40	237,04	457,21	18,47	0,20	9,54	87,69	0,00	85,35	1,00
		0,60	426,55	753,74	26,39	0,38	17,43	87,69	0,00	85,35	1,00
		0,80	705,22	1124,01	32,65	0,57	25,31	87,69	0,00	85,35	1,00
		1,00	1071,99	1568,02	36,90	0,77	31,94	87,69	0,00	85,35	1,00

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
30,00	30,00	0,20	152,43	468,82	27,14	0,00	0,00	40,90	0,68	170,70	-
		0,40	237,84	914,41	60,34	0,05	6,63	40,90	0,00	170,70	-
		0,60	384,16	1507,48	97,13	0,15	19,97	40,90	0,00	170,70	-
		0,80	592,63	2248,03	136,09	0,26	37,04	40,90	0,00	170,70	-
		1,00	870,82	3136,04	176,32	0,38	57,36	40,90	0,00	170,70	-

Método de HOULSBY e JEWELL (1990)

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
30,00	35,00	0,20	197,74	468,82	21,19	0,02	2,19	87,69	2,03	170,70	-
		0,40	321,41	914,41	45,81	0,11	11,43	87,69	0,00	170,70	-
		0,60	529,87	1507,48	71,95	0,23	24,95	87,69	0,00	170,70	-
		0,80	861,28	2248,03	98,49	0,38	43,16	87,69	0,00	170,70	-
		1,00	1267,64	3136,04	124,71	0,52	62,04	87,69	0,00	170,70	-

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
45,00	30,00	0,20	210,10	703,23	41,63	0,00	0,00	40,90	0,68	256,05	-
		0,40	313,38	1371,62	93,97	0,03	5,75	40,90	0,00	256,05	-
		0,60	476,88	2261,22	153,17	0,11	21,44	40,90	0,00	256,05	-
		0,80	711,15	3372,04	217,08	0,20	42,31	40,90	0,00	256,05	-
		1,00	1008,60	4704,06	284,33	0,30	66,67	40,90	0,00	256,05	-

cu (kPa)	ϕ (°)	D (m)	pu (kPa)	pr (kPa)	Tr1 (kN/m)	Dr (m)	Tr2 (kN/m)	pf (kPa)	Tf (kN/m)	pD=0 (kPa)	pr/pu
45,00	35,00	0,20	271,90	703,23	32,98	0,01	1,30	87,69	2,03	256,05	-
		0,40	409,80	1371,62	73,15	0,08	12,15	87,69	0,00	256,05	-
		0,60	655,72	2261,22	117,51	0,18	29,78	87,69	0,00	256,05	-
		0,80	1007,46	3372,04	164,33	0,30	52,26	87,69	0,00	256,05	-
		1,00	1421,97	4704,06	212,53	0,41	75,89	87,69	0,00	256,05	-

Método de GIROUD e HAN (2004)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,05 \text{ m}$, $N = 50$ e $J = 0,32 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,85	0,56	0,62
1,00	0,54	0,30	0,36
1,50	0,39	0,19	0,24
2,00	0,30	0,13	0,17
2,50	0,23	0,10	0,13
3,00	0,21	0,10	0,11
3,50	0,20	0,10	0,10
4,00	0,18	0,10	0,10
4,50	0,16	0,10	0,10
5,00	0,13	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075 \text{ m}$, $N = 50$ e $J = 0,32 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,66	0,40	0,46
1,00	0,39	0,19	0,24
1,50	0,26	0,11	0,15
2,00	0,19	0,10	0,10
2,50	0,14	0,10	0,10
3,00	0,12	0,10	0,10
3,50	0,10	0,10	0,10
4,00	0,10	0,10	0,10
4,50	0,10	0,10	0,10
5,00	0,10	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10 \text{ m}$, $N = 50$ e $J = 0,32 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,54	0,30	0,36
1,00	0,30	0,13	0,17
1,50	0,19	0,13	0,13
2,00	0,13	0,13	0,13
2,50	0,13	0,13	0,13
3,00	0,13	0,13	0,13
3,50	0,13	0,13	0,13
4,00	0,13	0,13	0,13
4,50	0,13	0,13	0,13
5,00	0,13	0,13	0,13

Método de GIROUD e HAN (2004)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,05 \text{ m}$, $N = 50$ e $J = 0,65 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,85	0,49	0,62
1,00	0,54	0,20	0,36
1,50	0,39	0,12	0,24
2,00	0,30	0,10	0,17
2,50	0,23	0,10	0,13
3,00	0,21	0,10	0,11
3,50	0,20	0,10	0,10
4,00	0,18	0,10	0,10
4,50	0,16	0,10	0,10
5,00	0,13	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075 \text{ m}$, $N = 50$ e $J = 0,65 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,66	0,31	0,46
1,00	0,39	0,12	0,24
1,50	0,26	0,10	0,15
2,00	0,19	0,10	0,10
2,50	0,14	0,10	0,10
3,00	0,12	0,10	0,10
3,50	0,10	0,10	0,10
4,00	0,10	0,10	0,10
4,50	0,10	0,10	0,10
5,00	0,10	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10 \text{ m}$, $N = 50$ e $J = 0,65 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,54	0,20	0,36
1,00	0,30	0,13	0,17
1,50	0,19	0,13	0,13
2,00	0,13	0,13	0,13
2,50	0,13	0,13	0,13
3,00	0,13	0,13	0,13
3,50	0,13	0,13	0,13
4,00	0,13	0,13	0,13
4,50	0,13	0,13	0,13
5,00	0,13	0,13	0,13

Método de GIROUD e HAN (2004)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,05$ m, $N = 100$ e $J = 0,32$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,87	0,58	0,64
1,00	0,56	0,33	0,38
1,50	0,41	0,21	0,26
2,00	0,32	0,15	0,19
2,50	0,26	0,10	0,14
3,00	0,24	0,10	0,12
3,50	0,22	0,10	0,10
4,00	0,20	0,10	0,10
4,50	0,18	0,10	0,10
5,00	0,16	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075$ m, $N = 100$ e $J = 0,32$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,68	0,42	0,48
1,00	0,41	0,21	0,26
1,50	0,29	0,13	0,16
2,00	0,21	0,10	0,11
2,50	0,16	0,10	0,10
3,00	0,14	0,10	0,10
3,50	0,11	0,10	0,10
4,00	0,10	0,10	0,10
4,50	0,10	0,10	0,10
5,00	0,10	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10$ m, $N = 100$ e $J = 0,32$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,56	0,33	0,38
1,00	0,32	0,15	0,19
1,50	0,21	0,13	0,13
2,00	0,15	0,13	0,13
2,50	0,13	0,13	0,13
3,00	0,13	0,13	0,13
3,50	0,13	0,13	0,13
4,00	0,13	0,13	0,13
4,50	0,13	0,13	0,13
5,00	0,13	0,13	0,13

Método de GIROUD e HAN (2004)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,05 \text{ m}$, $N = 100$ e $J = 0,65 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,87	0,50	0,64
1,00	0,56	0,22	0,38
1,50	0,41	0,13	0,26
2,00	0,32	0,10	0,19
2,50	0,26	0,10	0,14
3,00	0,24	0,10	0,12
3,50	0,22	0,10	0,10
4,00	0,20	0,10	0,10
4,50	0,18	0,10	0,10
5,00	0,16	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075 \text{ m}$, $N = 100$ e $J = 0,65 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,68	0,33	0,48
1,00	0,41	0,13	0,26
1,50	0,29	0,10	0,16
2,00	0,21	0,10	0,11
2,50	0,16	0,10	0,10
3,00	0,14	0,10	0,10
3,50	0,11	0,10	0,10
4,00	0,10	0,10	0,10
4,50	0,10	0,10	0,10
5,00	0,10	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10 \text{ m}$, $N = 100$ e $J = 0,65 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,56	0,22	0,38
1,00	0,32	0,13	0,19
1,50	0,21	0,13	0,13
2,00	0,15	0,13	0,13
2,50	0,13	0,13	0,13
3,00	0,13	0,13	0,13
3,50	0,13	0,13	0,13
4,00	0,13	0,13	0,13
4,50	0,13	0,13	0,13
5,00	0,13	0,13	0,13

Método de GIROUD e HAN (2004)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,05$ m, $N = 1000$ e $J = 0,32$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,91	0,62	0,69
1,00	0,61	0,38	0,44
1,50	0,47	0,27	0,33
2,00	0,38	0,20	0,25
2,50	0,32	0,15	0,20
3,00	0,30	0,12	0,17
3,50	0,29	0,10	0,14
4,00	0,27	0,10	0,10
4,50	0,25	0,10	0,10
5,00	0,23	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075$ m, $N = 1000$ e $J = 0,32$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,72	0,48	0,54
1,00	0,47	0,27	0,33
1,50	0,35	0,17	0,22
2,00	0,27	0,11	0,15
2,50	0,22	0,10	0,10
3,00	0,19	0,10	0,10
3,50	0,17	0,10	0,10
4,00	0,13	0,10	0,10
4,50	0,10	0,10	0,10
5,00	0,10	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10$ m, $N = 1000$ e $J = 0,32$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,61	0,38	0,44
1,00	0,38	0,20	0,25
1,50	0,27	0,13	0,15
2,00	0,20	0,13	0,13
2,50	0,15	0,13	0,13
3,00	0,13	0,13	0,13
3,50	0,13	0,13	0,13
4,00	0,13	0,13	0,13
4,50	0,13	0,13	0,13
5,00	0,13	0,13	0,13

Método de GIROUD e HAN (2004)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,05 \text{ m}$, $N = 1000$ e $J = 0,65 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,91	0,53	0,69
1,00	0,61	0,27	0,44
1,50	0,47	0,16	0,33
2,00	0,38	0,11	0,25
2,50	0,32	0,10	0,20
3,00	0,30	0,10	0,17
3,50	0,29	0,10	0,14
4,00	0,27	0,10	0,10
4,50	0,25	0,10	0,10
5,00	0,23	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075 \text{ m}$, $N = 1000$ e $J = 0,65 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,72	0,37	0,54
1,00	0,47	0,16	0,33
1,50	0,35	0,10	0,22
2,00	0,27	0,10	0,15
2,50	0,22	0,10	0,10
3,00	0,19	0,10	0,10
3,50	0,17	0,10	0,10
4,00	0,13	0,10	0,10
4,50	0,10	0,10	0,10
5,00	0,10	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10 \text{ m}$, $N = 1000$ e $J = 0,65 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,61	0,27	0,44
1,00	0,38	0,13	0,25
1,50	0,27	0,13	0,15
2,00	0,20	0,13	0,13
2,50	0,13	0,13	0,13
3,00	0,13	0,13	0,13
3,50	0,13	0,13	0,13
4,00	0,13	0,13	0,13
4,50	0,13	0,13	0,13
5,00	0,13	0,13	0,13

Método de GIROUD e HAN (2004)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,05$ m, $N = 3000$ e $J = 0,32$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,93	0,64	0,71
1,00	0,63	0,41	0,47
1,50	0,49	0,29	0,35
2,00	0,41	0,22	0,28
2,50	0,35	0,17	0,22
3,00	0,33	0,13	0,19
3,50	0,31	0,10	0,16
4,00	0,30	0,10	0,12
4,50	0,28	0,10	0,10
5,00	0,26	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075$ m, $N = 3000$ e $J = 0,32$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,75	0,50	0,56
1,00	0,49	0,29	0,35
1,50	0,37	0,19	0,25
2,00	0,30	0,12	0,17
2,50	0,24	0,10	0,11
3,00	0,22	0,10	0,10
3,50	0,19	0,10	0,10
4,00	0,16	0,10	0,10
4,50	0,12	0,10	0,10
5,00	0,10	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10$ m, $N = 3000$ e $J = 0,32$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,63	0,41	0,47
1,00	0,41	0,22	0,28
1,50	0,30	0,13	0,17
2,00	0,23	0,13	0,13
2,50	0,17	0,13	0,13
3,00	0,13	0,13	0,13
3,50	0,13	0,13	0,13
4,00	0,13	0,13	0,13
4,50	0,13	0,13	0,13
5,00	0,13	0,13	0,13

Método de GIROUD e HAN (2004)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,05$ m, $N = 3000$ e $J = 0,65$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,93	0,55	0,71
1,00	0,63	0,28	0,47
1,50	0,49	0,17	0,35
2,00	0,41	0,12	0,28
2,50	0,35	0,10	0,22
3,00	0,33	0,10	0,19
3,50	0,31	0,10	0,16
4,00	0,30	0,10	0,12
4,50	0,28	0,10	0,10
5,00	0,26	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075$ m, $N = 3000$ e $J = 0,65$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,75	0,38	0,56
1,00	0,49	0,17	0,35
1,50	0,37	0,11	0,25
2,00	0,30	0,10	0,17
2,50	0,24	0,10	0,11
3,00	0,22	0,10	0,10
3,50	0,19	0,10	0,10
4,00	0,16	0,10	0,10
4,50	0,12	0,10	0,10
5,00	0,10	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10$ m, $N = 3000$ e $J = 0,65$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,63	0,28	0,47
1,00	0,41	0,13	0,28
1,50	0,30	0,13	0,17
2,00	0,23	0,13	0,13
2,50	0,17	0,13	0,13
3,00	0,13	0,13	0,13
3,50	0,13	0,13	0,13
4,00	0,13	0,13	0,13
4,50	0,13	0,13	0,13
5,00	0,13	0,13	0,13

Método de GIROUD e HAN (2004)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,05$ m, $N = 6000$ e $J = 0,32$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,94	0,66	0,72
1,00	0,65	0,42	0,48
1,50	0,51	0,31	0,36
2,00	0,42	0,24	0,29
2,50	0,36	0,18	0,23
3,00	0,34	0,15	0,21
3,50	0,33	0,11	0,18
4,00	0,31	0,10	0,14
4,50	0,30	0,10	0,10
5,00	0,28	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075$ m, $N = 6000$ e $J = 0,32$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,76	0,51	0,57
1,00	0,51	0,31	0,36
1,50	0,39	0,21	0,26
2,00	0,31	0,13	0,19
2,50	0,26	0,10	0,12
3,00	0,23	0,10	0,10
3,50	0,21	0,10	0,10
4,00	0,18	0,10	0,10
4,50	0,13	0,10	0,10
5,00	0,10	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10$ m, $N = 6000$ e $J = 0,32$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,65	0,42	0,48
1,00	0,42	0,24	0,29
1,50	0,31	0,13	0,19
2,00	0,24	0,13	0,13
2,50	0,18	0,13	0,13
3,00	0,14	0,13	0,13
3,50	0,13	0,13	0,13
4,00	0,13	0,13	0,13
4,50	0,13	0,13	0,13
5,00	0,13	0,13	0,13

Método de GIROUD e HAN (2004)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,05$ m, $N = 6000$ e $J = 0,65$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,94	0,55	0,72
1,00	0,65	0,30	0,48
1,50	0,51	0,18	0,36
2,00	0,42	0,13	0,29
2,50	0,36	0,10	0,23
3,00	0,34	0,10	0,21
3,50	0,33	0,10	0,18
4,00	0,31	0,10	0,14
4,50	0,30	0,10	0,10
5,00	0,28	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075$ m, $N = 6000$ e $J = 0,65$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,76	0,39	0,57
1,00	0,51	0,18	0,36
1,50	0,39	0,11	0,26
2,00	0,31	0,10	0,19
2,50	0,26	0,10	0,12
3,00	0,23	0,10	0,10
3,50	0,21	0,10	0,10
4,00	0,18	0,10	0,10
4,50	0,13	0,10	0,10
5,00	0,10	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10$ m, $N = 6000$ e $J = 0,65$ mN/°			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,65	0,30	0,48
1,00	0,42	0,13	0,29
1,50	0,31	0,13	0,19
2,00	0,24	0,13	0,13
2,50	0,18	0,13	0,13
3,00	0,14	0,13	0,13
3,50	0,13	0,13	0,13
4,00	0,13	0,13	0,13
4,50	0,13	0,13	0,13
5,00	0,13	0,13	0,13

Método de GIROUD e HAN (2004)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,05 \text{ m}$, $N = 10000$ e $J = 0,32 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,95	0,66	0,73
1,00	0,65	0,43	0,49
1,50	0,52	0,32	0,37
2,00	0,43	0,24	0,30
2,50	0,37	0,19	0,24
3,00	0,35	0,16	0,22
3,50	0,34	0,12	0,19
4,00	0,32	0,10	0,15
4,50	0,31	0,10	0,10
5,00	0,29	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075 \text{ m}$, $N = 10000$ e $J = 0,32 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,77	0,52	0,58
1,00	0,52	0,32	0,37
1,50	0,40	0,22	0,27
2,00	0,32	0,14	0,20
2,50	0,27	0,10	0,13
3,00	0,24	0,10	0,10
3,50	0,22	0,10	0,10
4,00	0,19	0,10	0,10
4,50	0,15	0,10	0,10
5,00	0,10	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10 \text{ m}$, $N = 10000$ e $J = 0,32 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,65	0,43	0,49
1,00	0,43	0,24	0,30
1,50	0,32	0,14	0,20
2,00	0,25	0,13	0,13
2,50	0,19	0,13	0,13
3,00	0,15	0,13	0,13
3,50	0,13	0,13	0,13
4,00	0,13	0,13	0,13
4,50	0,13	0,13	0,13
5,00	0,13	0,13	0,13

Método de GIROUD e HAN (2004)

Espessura de agregado necessária para $r = 0,05$ m, $N = 10000$ e $J = 0,65 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,95	0,56	0,73
1,00	0,65	0,30	0,49
1,50	0,52	0,19	0,37
2,00	0,43	0,13	0,30
2,50	0,37	0,10	0,24
3,00	0,35	0,10	0,22
3,50	0,34	0,10	0,19
4,00	0,32	0,10	0,15
4,50	0,31	0,10	0,10
5,00	0,29	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,075$ m, $N = 10000$ e $J = 0,65 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,77	0,40	0,58
1,00	0,52	0,19	0,37
1,50	0,40	0,11	0,27
2,00	0,32	0,10	0,20
2,50	0,27	0,10	0,13
3,00	0,24	0,10	0,10
3,50	0,22	0,10	0,10
4,00	0,19	0,10	0,10
4,50	0,15	0,10	0,10
5,00	0,10	0,10	0,10

Espessura de agregado necessária para $r = 0,10$ m, $N = 10000$ e $J = 0,65 \text{ mN/}^\circ$			
CBR	h sem reforço (m)	h com geogrelha (m)	h com geotêxtil (m)
0,50	0,65	0,30	0,49
1,00	0,43	0,13	0,30
1,50	0,32	0,13	0,20
2,00	0,25	0,13	0,13
2,50	0,19	0,13	0,13
3,00	0,15	0,13	0,13
3,50	0,13	0,13	0,13
4,00	0,13	0,13	0,13
4,50	0,13	0,13	0,13
5,00	0,13	0,13	0,13